

統計データに基づく不確定性を考慮した 既存コンクリート橋の安全性評価

宮本文穂*・森川英典**・石田宗弘***

本研究は、実橋載荷試験および材料試験に基づく既存コンクリート橋の安全性評価に含まれる種々の不確定性を合理的に取扱う手法の検討を行ったものである。まず、確率構造系の断面力解析を効率的に行う手法を検討し、次いで断面力の評価に主桁剛性と車重のばらつきを考慮するとともに、耐荷力の評価に材料強度、評価式の精度、舗装の影響等を考慮した。さらに本手法を実橋に適用し、統計的考察による実用化の手順を示した。

Key Words : concrete bridge, field test, safety evaluation, statistical data, uncertainty analysis

1. まえがき

近年、道路交通網の根幹をなすコンクリート橋において、経年劣化や交通量の増加、車両の大型化に伴う損傷、さらには塩害、アルカリ骨材反応による早期劣化等が多数報告され、これらに対する早急な対策が求められている。一方、このような状況を勘案し、土木学会コンクリート標準示方書にも耐久性設計、維持管理を取り入れるべく検討が行われつつあり、その構想、試案が公表されている¹⁾。この構想、試案では、耐久性設計の考え方、点検方法の現状、評価方法に関する考え方等が示されているが、それらは完全に実用化されているとはいえない。特に、各種試験による検査方法については、損傷部の各種非破壊検査とそれに基づく劣化度評価法に関する研究に重点が置かれているが、検査結果にかなりのばらつきが含まれること、また検査結果の最終的評価は、現状では技術者の経験に基づく判断に委ねられることになり、あいまいさが含まれること等、実用化に際しては不確定性の取扱いが必要となる。また損傷部の補修・補強に関しては橋梁全体系の荷重分配バランスを考慮した上で、最も効果的な方法を策定する必要があり、そのためには部材毎の損傷程度の評価とともにそれらが橋梁全体系に及ぼす影響を考慮した総合的な安全性の評価が重要となる。したがって、このような各種検査に基づく評価法の実用化に際しては、試験、測定およびその評価に含まれる各種不確定性を分類・整理し、それらが橋梁全体系の安全性にどのような影響を及ぼすかを検討する必要があるといえる。

構造物の安全性評価における不確定性は、物理的不確

定性、統計的不確定性、モデルの不確定性、人的不確定性に大別できる^{2),3)}。これら各分類のなかには、さらに各種要因による不確定性が存在するが、それら全てを分離した形で取り扱うためには非常に多くの項目についての統計データが必要となるため、実用的にはそれらの内、影響度の大きいもののみを抽出し、またいくつかの要因を集約した形で評価する場合が多い。

橋梁の安全性評価における荷重の確率モデルの評価については、阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会において車両の重量、車長特性についての詳細な測定が行われており⁴⁾、久保ら⁵⁾は車重による荷重の確率モデル化とそれを用いたシミュレーションによる橋梁の曲げモーメントの特性を評価している。またNowak⁶⁾は死荷重に関して、部材や舗装、高欄等の重量のばらつきを考慮したモデル化を行っている。しかし、特にコンクリート橋の場合、施工状態、材料劣化やひびわれの進展等による剛性低下にかなりのばらつきが見られ、これが断面力の分布特性に及ぼす影響は大きい事が予想されるため、この不確定性を考慮した断面力評価に関する検討を行う必要があるといえる。一方、耐荷力の確率モデルについては、Ghosnら⁷⁾が評価式の精度補正係数を導入し、AASHTOの道路橋示方書で設計されたコンクリート橋に関して、その平均値と変動係数を示している。またNowakら⁸⁾は同様の補正係数を、材料に関するもの、形状寸法に関するもの、評価式の誤差に関するものの三つに分離してモデル化している。しかし、実橋の耐荷力試験データが十分でない場合、これらの係数の評価は非常に困難である。これに対し、わが国の道路橋示方書で設計されたコンクリート橋の場合、佐伯ら^{9),10)}や竹村ら¹¹⁾によりこのような係数値が求められているが、コンクリート強度が高い場合のデータに限定されていること、およびせん断破壊モードに関するデータがないこと等の制約がある。著者らの実験¹²⁾によると、コンクリート

* 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科
(〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

** 正会員 工修 神戸大学助手 工学部建設学科

*** 正会員 工修 新日本製鉄(株)建材開発技術部

強度が非常に低下している場合、破壊モードがせん断型に移行することがあり、せん断破壊に対する安全性評価も必要となる。

そこで、本研究では、まず断面力の確率モデルの評価に主桁剛性のばらつきを考慮するため、確率構造系の断面力解析を逐次摂動法を適用して効率的に行う手法を検討した。次いで、実橋に対しての材料試験結果および非破壊動的載荷試験により得られたモーダルパラメータから推定した主桁剛性の確率量を用いた実橋への適用法を検討した。また曲げおよびせん断耐荷力の確率モデルについては、不確定性として材料強度のばらつきと評価式の補正を分離して考え、橋齢の異なる同規模のRC単純T桁橋6橋の材料試験および主桁耐荷力試験結果から評価を行った。さらに、これらのモデルを用いた安全性指標の算定による安全性評価フローを検討し、本手法の実橋への適用を試みた。最後に、各橋梁の安全性評価結果を比較検討することにより、既存コンクリート橋の維持管理面における安全性の評価基準の設定と安全性の経年変化の予測の可能性について考察を行った。

2. 不確定性を考慮した断面力解析

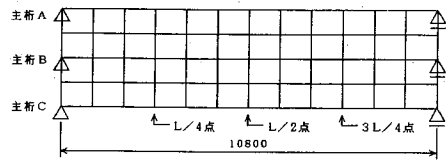
(1) 橋梁のモデル化

本研究では、対象橋梁をRC-T桁橋とし、解析モデルは通常の設計断面力解析で用いられる曲げ、せん断、ねじり剛性を考慮したはりモデルによる格子分割モデルとした。RC-T桁橋については、これまで、実橋載荷試験や材料試験等により、コンクリート強度、弾性係数の低下およびそれらと曲げひびわれ等との相乗効果による主桁剛性の大きな低下が報告されており¹³⁾、またそのばらつきおよび測定誤差等の不確定性も大きいと考えられる。ここでは、非破壊載荷試験等から評価される主桁剛性の変動を考慮するため、本モデルの主桁部曲げ剛性を確率変数として取扱うことを試みる。また支点には回転拘束バネを設け、支承部の損傷による拘束条件の変化を考慮することとした。図-1に3主桁RC-T桁橋の兵庫県「中井橋」¹³⁾に関する解析モデルを一例として示す。

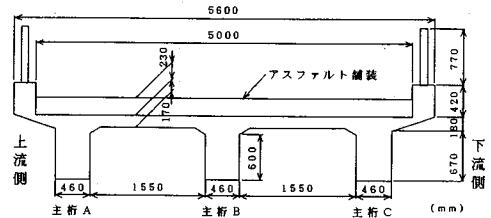
(2) 逐次摂動法による確率構造系の解析

橋梁の主桁剛性を確率量として考え、応答量にそのばらつきの影響を考慮するためには、確率構造系の解析が必要となる。ここでは、繰返し計算の効率を改善し、実用的な解析を精度よく行うことを目的として、摂動法を適用することとした。一般的に確率構造系の解析に通常の摂動法が精度よく適用されているが、本研究で対象とする橋梁の主桁剛性の場合、ばらつきが非常に大きく摂動法の適用範囲を大きく逸脱することになるので、区分的に摂動法を用いる逐次摂動法¹⁴⁾を用いることとした。

静的問題における剛性方程式は一般に次式で表され



(a) 解析モデル



(b) 「中井橋」の断面図

図-1 RC単純T桁橋の解析モデル

る。

$$KU=F \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 K : 剛性マトリックス

U : 変位ベクトル

F : 荷重ベクトル

部材剛性における変動因子を α とすると、変動を考慮した剛性マトリックスは次式で表される。

$$K=K^0+\sum_i K_i^1 \alpha_i \dots \dots \dots (2)$$

また、剛性の変動を考慮した場合の方程式の解を、

$$u=u^0+\sum_i u_i^1 \alpha_i + \frac{1}{2} \sum_i \sum_j u_{ij}^2 \alpha_i \alpha_j + \dots \dots \dots (3)$$

のようなテーラー展開の形で表されると仮定すると、剛性方程式は次式のようなになる。

$$K^0 u^0 + \sum_i (K_i^1 u^0 + K^0 u_i^1) \alpha_i + \sum_i \sum_j \left(\frac{1}{2} K_{ij}^2 u^0 + K_i^1 u_j^1 \right) \alpha_i \alpha_j + \dots = F \dots \dots \dots (4)$$

いま α の2次以上の項を無視すると、変位の摂動解は、

$$u=[K^0]^{-1}F-[K^0]^{-1}K_i^1[K^0]^{-1}F \dots \dots \dots (5)$$

となる。したがって、変位の確率量は剛性の期待値マトリックスの逆行列を1回計算することにより求められる。

ただし、確率変数 α の変動幅が微小でなければ、良好な精度で解が得られない。また α の展開に関する高次項を採用しても、 α の変動幅の制約が大幅には改善されないため、ばらつきが大きいと考えられる本研究で取扱う問題に適合しない。そこで、 α の変動を微小な区間に分割し、その区間内で摂動法を適用することとする。

いま、確率変数 α から微小量 $\Delta\alpha$ だけ変動した場合の変位は次式で表される。

$$u_{\alpha+\Delta\alpha}=K_{\alpha+\Delta\alpha}^{-1}F \dots \dots \dots (6)$$

ここで、剛性マトリックスを、

$$K_{\alpha+\Delta\alpha} = K_{\alpha}^{-1} + \sum \frac{\partial K^{-1}}{\partial \alpha_k} \Big|_{\alpha} \Delta\alpha_k \dots\dots\dots (7)$$

のように1次近似すると、 $\Delta\alpha$ に対する微係数は、 $K_{\alpha} K_{\alpha}^{-1} = 1$ の両辺を α で微分して得られる次式により求められる。

$$\frac{\partial K^{-1}}{\partial \alpha_k} \Big|_{\alpha} = -K_{\alpha}^{-1} \frac{\partial K}{\partial \alpha_k} \Big|_{\alpha} K_{\alpha}^{-1} \dots\dots\dots (8)$$

したがって、 $\alpha=0$ において K^{-1} を求めておけば、以上の摂動計算を $\Delta\alpha$ 毎に繰り返すことにより、任意の α における K_{α}^{-1} および u_{α} の近似解を得ることができる。

また、主桁剛性の変動量 δk_m ($m=1 \sim N$, N :主桁本数)の確率密度関数が、

$$f(\delta k_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{km}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\delta k_m}{\sigma_{km}} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (9)$$

で表される標準偏差 σ_{km} のばらつきを有する正規分布に従うものと仮定すると、任意点の変位 u_i (l :解析モデルにおける任意の節点)の分散は次式で求められる。

$$\text{Var} [u_i] = \sigma_{ui}^2 = \sum_{m=1}^N \sigma_{uim}^2 + \sum_{m \neq n}^N \rho_{mn} \sigma_{uim} \sigma_{uin} \dots\dots\dots (10)$$

ただし、

$$\sigma_{uim}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (\delta u_{im})^2 f(\delta k_m) dk_m \dots\dots\dots (11)$$

$$\delta u_{im} = \frac{\partial K^{-1}}{\partial k_m} \delta k_m F \dots\dots\dots (12)$$

また、 ρ_{mn} :各主桁の剛性の変動についての相関係数。

(3) 相関を考慮した断面力の算定法

確率構造系の解析により変位応答の確率量が求められるが、これに対する断面力の算定においては、主桁剛性と変位応答との相関を考慮して求める必要がある。いま、部材剛性マトリックス成分を k_{ij} (ここでは、1節点3自由度で、 $i, j=1 \sim 6$)、変位ベクトル成分を u_j とすると、断面力ベクトル成分 s_i は次式で評価される。

$$s_i = \sum_j g(k_{ij}, u_j) = \sum_j k_{ij} u_j \dots\dots\dots (13)$$

また、断面力成分の標準偏差は次式で評価される。

$$\sigma_{si} = \sum_j \sqrt{C_{ij}^2 \text{Var} [k_{ij}] + C_{ij}^2 \text{Var} [u_j] + 2C_{1j} C_{2ij} \text{Cov} [k_{ij}, u_j]} \dots\dots\dots (14)$$

ただし、同一要素内構成節点の変位ベクトル成分間にはほぼ完全な正の相関が存在すると考えられるので、ここではそれらの相関係数 $\rho=1$ とした。

ここで、

$$C_{1j} = \frac{\partial g}{\partial k_{ij}} = u_j, C_{2ij} = \frac{\partial g}{\partial u_j} = k_{ij} \dots\dots\dots (15)$$

を式(14)に代入すると、次式が得られる。

$$\sigma_{si} = \sum_j \sqrt{u_j^2 \text{Var} [k_{ij}] + k_{ij}^2 \text{Var} [u_j] + 2k_{ij} u_j \text{Cov} [k_{ij}, u_j]} \dots\dots\dots (16)$$

ただし、

$$\text{Cov} [k_{ij}, u_j] = E[k_{ij} u_j] - E[k_{ij}] E[u_j]$$

表-1 解析モデルにおけるコンクリートの弾性係数の値

主桁	平均値 μ_E	標準偏差 σ_E
A	1.60×10^5	0.36×10^5
B	1.80×10^5	0.39×10^5
C	2.10×10^5	0.40×10^5

(kgf/cm²)

$$= \rho_{zij} \sigma_{kij} \sigma_{uj} \dots\dots\dots (17)$$

E:期待値

ρ_{zij} :要素zにおける K_{ij} と u_j 間の相関係数

ここで、主桁剛性と変位応答の確率量には負の相関が存在するが、複数の主桁を有する橋梁において各主桁剛性のばらつきが独立である場合、この相関関係は他の主桁剛性のばらつきにより影響を受ける。

この相関関係をモデル化するために、独立である複数の確率変数 X_i ($i=1 \sim n$)を考え、それぞれ正規分布 $N(\mu_i, \sigma_i)$ に従うものとし、乱数発生によるシミュレーションを行い、 X_i と $-\sum X_i$ との相関 ρ を求めた。その結果、 $(\sqrt{\sum \sigma x_i^2} / \sigma_{X1} - 1) \sim \rho$ 関係は μ_{Xi} に依存せず一定の関係として表されることがわかった。この結果を利用すると、前述の主桁剛性と主桁変位の相関係数を求めることができる。ここで、同一要素内における ρ_{ij} , ($i, j=1 \sim 6$)は等しいと考えられるので、主桁m内の要素zにおける相関係数は次式のように表される。

$$\rho_{z,m} = -1.0 + f(\sigma_{uz,mn}) \dots\dots\dots (18)$$

ただし、 $m, n=1 \sim N$:主桁本数

$$f(\sigma_{uz,mn}) = 0.95 S_{uz,m} - 0.563 S_{uz,m}^2 + 0.186 S_{uz,m}^3 - 0.024 S_{uz,m}^4 \dots\dots\dots (19)$$

$$S_{uz,m} = \frac{\sqrt{\sum_j \sigma_{uz,mn}^2} - \sigma_{uz,mn}}{\sigma_{uz,mn}} \dots\dots\dots (20)$$

$$\sigma_{uz,mn} = \frac{\partial u_{z,m}}{\partial k_n} \delta k_n \dots\dots\dots (21)$$

$u_{z,m}$:主桁m内の要素zにおける変位。

(4) 解析精度に関する検討

逐次摂動法における確率変数の分割幅は解析精度と関連しており、その設定に際しては、予め解析精度を確認しておく必要がある。そこで、図-1に示した3主桁RC-T桁橋モデルを用いた解析を行い、別途実施したモンテカルロシミュレーションの結果と比較することにより精度の検討を行った。ここで、各主桁剛性に寄与するコンクリートの弾性係数の確率量は表-1のように仮定し、荷重条件は主桁AのL/2点(ただし、L:スパン長)における集中荷重10tfとした。図-2は各主桁のL/2点におけるたわみの標準偏差の解析結果を比較して示したものである。この結果、逐次摂動法の場合、分割数が少ないとモンテカルロシミュレーションの結果よりも1割以上大きな解を示すが、分割数を7程度以上になると解が安定し、モンテカルロシミュレーションの結果

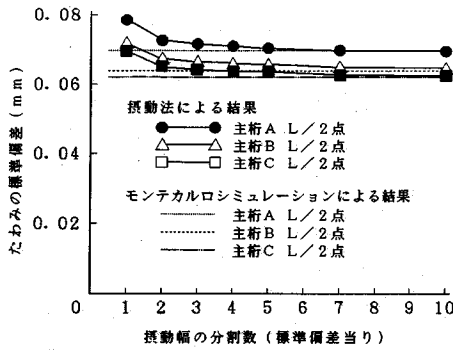


図-2 逐次摂動法によるたわみの解析精度

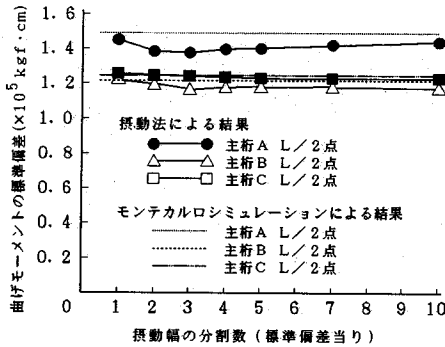


図-3 逐次摂動法による断面力の解析精度

ともかなり良い一致を示していることがわかる。また、図-3は各主桁のL/2点における曲げモーメントの標準偏差の解析結果を比較して示したものである。この場合、摂動法による解析結果は、(3)で検討した主桁剛性と変位の相関関係のモデル化の特性と相まってモンテカルロシミュレーションの結果よりも全体的に小さくなっているが、分割数を増加させると両者はほぼ一致するようになるといえる。したがって、相関を考慮した断面力の評価方法の妥当性が示されたと考える。

3. 不確定性を考慮した安全性評価法

(1) 現場試験の概要¹²⁾

本研究では、対象橋梁をRC-T桁橋とし、実橋試験に基づく安全性評価を検討した。

非破壊動的載荷試験として、重量300kgfの重錘をクレーン車を用いて約70cmの高さから図-4に示す各測点に10回ずつ落下させ、重錘に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁のL/4、L/2、3L/4点に設置した加速度計から応答加速度を測定し、伝達関数を求めた後、実験モーダル解析¹⁵⁾の手法により振動特性を同定した。

また主桁破壊試験としては、図-5に示すように試験対象桁(中桁)を床版部で縁切りして単独桁として独立させ、載荷桁を用いてスパン中央に集中載荷することに

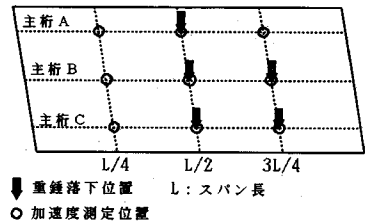


図-4 現場試験の概要

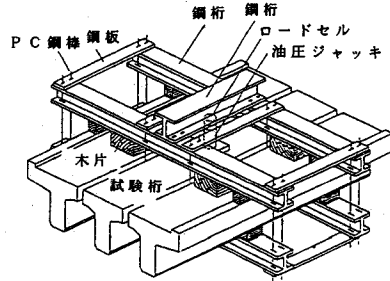


図-5 主桁破壊試験の概要

より行った。さらに、主桁各部位の圧縮領域からコンクリートコアおよび主鉄筋、せん断補強筋を採取し、各種材料試験を行った。

(2) 断面力の確率モデル

断面力の確率モデルは車両重量と断面力影響値の確率量によって評価される。一般に設計車両重量Wに対する断面力は、道路橋示方書によると、次式で表される。

$$S = 0.4W(\eta_{RL} + \eta_{RR}) + 0.1W(\eta_{FL} + \eta_{FR}) \dots (22)$$

ここで、0.4W:1後輪の重量、0.1W:1前輪の重量

η_{RL}, η_{RR} : 左右後輪位置荷重による断面力影響値

η_{FL}, η_{FR} : 左右前輪位置荷重による断面力影響値

いま、車両重量および断面力影響値の平均値、標準偏差を、それぞれ、 $(\mu_w, \sigma_w), (\mu_n, \sigma_n)$ とし、互いに独立であると仮定すると断面力の標準偏差は次式で求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_s = & 0.4 \{ \sqrt{(\mu_w^2 + \sigma_w^2)(\mu_{nRL}^2 + \sigma_{nRL}^2)} - (\mu_w \mu_{nRL})^2 \\ & + \sqrt{(\mu_w^2 + \sigma_w^2)(\mu_{nRR}^2 + \sigma_{nRR}^2)} - (\mu_w \mu_{nRR})^2 \} \\ & + 0.1 \{ \sqrt{(\mu_w^2 + \sigma_w^2)(\mu_{nFL}^2 + \sigma_{nFL}^2)} - (\mu_w \mu_{nFL})^2 \\ & + \sqrt{(\mu_w^2 + \sigma_w^2)(\mu_{nFR}^2 + \sigma_{nFR}^2)} - (\mu_w \mu_{nFR})^2 \} \dots (23) \end{aligned}$$

また、断面力影響値は主桁剛性の不確定性を考慮した断面力解析により求められるが、これに先だって必要となる各部材剛性および支点回転拘束パネ定数の推定は、非破壊動的載荷試験により得られた力学的挙動の測定結果にSystem Identification (SI)法を適用することによって行うことができる¹⁶⁾。

(3) 耐力力の確率モデル

耐力力の評価における不確定性として、ここでは、コ

ンクリートおよび補強筋の材料強度のばらつきと耐荷力評価式の精度（舗装による影響等の不確定性を含む）を取り上げることとする。まず、RCはりの破壊曲げモーメントとしてここでは次式を用いた。

$$M_u = A_s f_{sv} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_{sv}}{0.85 f_c b} \right) \dots \dots \dots (24)$$

ここで、 A_s ：主鉄筋断面積（ cm^2 ）
 d ：有効高さ（ cm ）
 b ：床版の有効幅（ cm ）
 f_{sv} ：鉄筋の降伏強度（ kgf/cm^2 ）
 f_c ：コンクリートの圧縮強度（ kgf/cm^2 ）

破壊曲げモーメントの評価において、材料強度 f_{sv} , f_c のばらつきを考慮すると破壊曲げモーメントの標準偏差は次式で表される。

$$\sigma_{Mu} = \sqrt{\left(\frac{\partial M_u}{\partial \mu_{f_{sv}}} \sigma_{f_{sv}} \right)^2 + \left(\frac{\partial M_u}{\partial \mu_{f_c}} \sigma_{f_c} \right)^2}$$

$$= \sqrt{A_s^2 \left(d - \frac{A_s \mu_{f_{sv}}}{0.85 \mu_{f_c} b} \right)^2 \sigma_{f_{sv}}^2 + \left(\frac{A_s^2 \mu_{f_{sv}}}{1.7 \mu_{f_c} b} \right)^2 \sigma_{f_c}^2}$$

.....(25)

一方、せん断耐荷力の評価式は種々提案されているが（例えば土木学会コンクリート標準示方書）、本研究で対象とした実橋に適用した場合、橋齢の古い橋において評価値がかなり危険側の評価となることがわかった。そこで、それらの評価式よりもさらに危険側評価となるACI基準の上限式¹⁷⁾において、斜めひびわれ発生時のせん断力に関する項中の有効高さ d を全断面有効時の中立軸位置 x に置き換えて用いることにより、評価をやや安全側に変化させることとした。つまり、評価式は、

$$S_u = A_s f_{sv} \frac{z}{s} + 0.93 \sqrt{f_c} b_w x \dots \dots \dots (26)$$

ここで、 $z = d/1.15$ (cm)、 s ：せん断補強筋間隔（ cm ）、 b_w ：ウェブ幅（ cm ）、 x ：圧縮縁から中立軸までの距離（ cm ）で表され、材料強度のばらつきによるせん断耐荷力の標準偏差は次式で表される。

$$\sigma_{Su} = \sqrt{\left(A_s \frac{z}{s} \right)^2 \sigma_{f_{sv}}^2 + \left(\frac{0.93 b_w x}{2 \sqrt{\mu_{f_c}}} \right)^2 \sigma_{f_c}^2} \dots \dots \dots (27)$$

次に、評価式の誤差補正として、材料強度のばらつきとは独立と仮定した確率分布に従う補正係数 a ： (μ_a, σ_a) を考慮し、実橋の耐荷力試験結果を用いて曲げ耐荷力、せん断耐荷力についての各補正係数値を評価することとした。

(4) 安全性評価指標の算定法

RC-T桁橋は荷重分配特性を有する不静定構造であり、断面力が劣化した桁から比較的健全な桁へ再配分されるため、その安全性を断面力と耐荷力から厳密に評価することは困難であると考えられる。そこで、本研究では、破壊確率 P_f そのものによって厳密に安全性を評価するのではなく、各主桁に作用する現状での断面力に対

して各主桁の耐荷力がどの程度の大きさを有しているかを、両者のばらつきを考慮して評価するため、安全性指標 β を用いることとした。

本研究で用いる断面力 S と耐荷力 R の確率モデルによる破壊基準関数は各確率変数に対して非線形となり、破壊基準値 $(R-S)$ の平均点でのテーラー展開に基づいて線形化した β は種々の破壊基準関数に対する不変性を有さない。そこで、破壊面上での展開に基づく Hasofer & Lind の安全性指標 $\beta^{(8)}$ を適用することとした。この場合の安全性指標は以下のように表される。

$$\beta = \min_{z \in \partial \omega} \left(\sum_{i=1}^n z_i^2 \right)^{1/2} \dots \dots \dots (28)$$

ただし、 $z_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}$, $i = 1, 2, \dots, n$ (29)

$X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ ：基本変数

$\partial \omega$ ： z 座標系における破壊面

ここでは、この β を反復法によって求める。つまり、 \vec{OA} (A は破壊面における設計点) $= \beta \vec{\alpha}$ で与えられる距離 β と単位ベクトル $\vec{\alpha} = (\alpha_1, \dots, \alpha_n)$ を、以下の $n+1$ 個の方程式を反復して解くことによって決定する。

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial f}{\partial z_i} \beta \vec{\alpha}}{\left[\sum_{k=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial z_k} \beta \vec{\alpha} \right)^2 \right]^{1/2}}, \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$f(\beta \alpha_1, \beta \alpha_2, \dots, \beta \alpha_n) = 0$$

ただし、 $f(z_1, z_2, \dots, z_n) = 0$ (31)

は破壊面を表す。

β の算定における基本変数として、ここでは、断面力および耐荷力の確率モデルに考慮した車重 W 、死荷重および活荷重断面力影響係数 η_d, η_l 、鉄筋強度 f_{sv} 、コンクリート強度 f_c 、耐荷力補正係数 a の6つを取り上げた。またこの β は基本的に断面力と耐荷力の分布形状による依存性を有さない指標であるので、統計データの数が十分でない場合に有効であると考えられる。

(5) 安全性評価の流れ

以上の手法を利用した既存コンクリート橋の安全性評価の流れを図-6に示す。現場非破壊動的載荷試験および各種材料試験結果から不確定性を考慮した断面力の確率モデルの評価を行い、本評価法の開発段階で蓄積した主桁耐荷力試験の統計データを利用して対象橋梁の材料試験結果から耐荷力の確率モデルの評価を行って、破壊確率および安全性指標により主桁毎の安全性を評価する。ここで、材料試験については、コンクリートコアによる強度試験に限らず、各種非破壊試験の適用も考えられる。

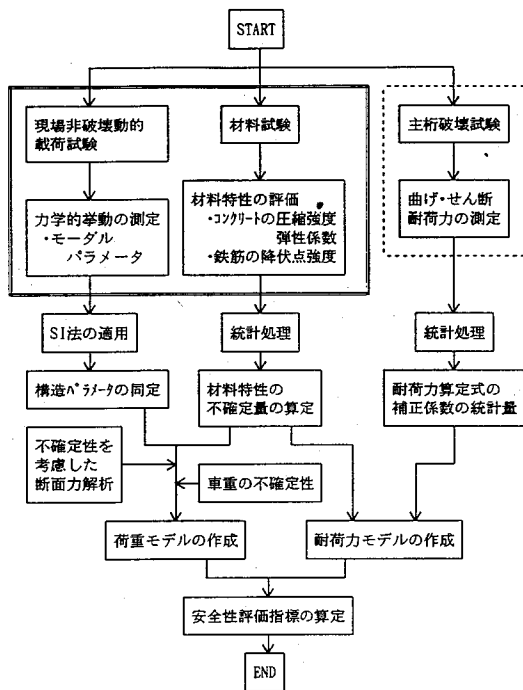
4. 実橋における安全性評価とその有効性

(1) 対象橋梁の概要

本研究で対象とした単純RC-T桁橋（6橋）と3径

表-2 対象橋梁の概要

橋梁名	桜橋	前野橋	対田橋	中井橋	大安橋	大橋	青木橋
スパン長	2@10.9m	5@9.2m	5@9.8m	10@10.8m	3@14.7m	3@8.1m	2.8+10.0+2.8m
架設年度	昭和8年	昭和6年	昭和25年	昭和3年	昭和37年	昭和4年	昭和12年
適用示方書	大正15年版	大正15年版	昭和14年版	大正15年版	昭和31年版	大正15年版	大正15年版
等級	2等橋	2等橋	2等橋	2等橋	1等橋	1等橋	2等橋
構造形式	RC-T単純桁	RC-T単純桁	RC-T単純桁	RC-T単純桁	RC-T単純桁	RC-T単純桁	RC-T連続桁
主桁本数	5	4	3	3	4	5	3
横桁有無	有り	無し	有り	無し	有り	無し	有り



□ : 診断対象橋梁に対して必要となる実橋試験
 □ (dashed) : 本評価法の開発段階で必要となる実橋試験

図-6 安全性評価のフロー

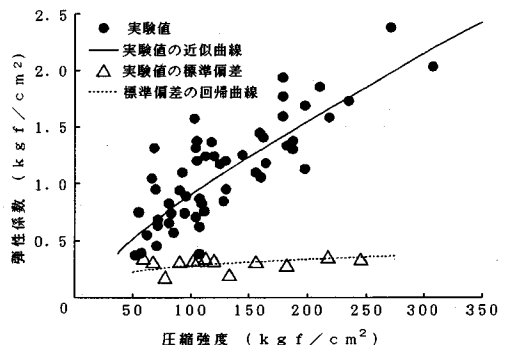


図-7 コンクリートの圧縮強度と弾性係数との関係

表-3 「青木橋」におけるSIの結果

主桁	曲げ剛性 (×10 ¹¹ kgf・cm ²)	
	初期値	推定値
A	9.98	5.74
B	10.87	4.48
C	18.50	3.21

ただし、初期値は全断面有効と仮定したもの。

表-4 「青木橋」における材料試験結果

主桁	μ_{fc}	σ_{fc}	μ_E	σ_E
A	104.9	25.0	1.14×10^5	0.36×10^5
B	91.8	21.7	0.91×10^5	0.31×10^5
C	69.1	19.4	0.78×10^5	0.27×10^5

f_c : 圧縮強度, E : 弾性係数 (kgf/cm²)

間連続 RC-T 桁橋 (1 橋) の概要を表-2 にまとめて示す。いずれも兵庫県内の橋梁で、試験時橋齢は 27~55 年、スパン約 10 m 程度の橋梁である。

(2) 断面力の確率モデルの評価

断面力における不確定性のうち、主桁剛性のばらつきについては、材料試験から求められるコンクリートの弾性係数の測定値におけるばらつきを利用することができる。図-7 は、実橋において採取されたコンクリートコアの材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度と弾性係数との関係を示したものである。また、コンクリート強度から推定される弾性係数の平均値と標準偏差は次のように表される。

$$\mu_E = 2497.4 \mu_{fc}^{0.78}, \sigma_E = 7832.2 \mu_{fc}^{0.29} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots (32)$$

この結果を利用すると、材料試験あるいは非破壊試験

でコンクリート強度が推定できれば弾性係数の確率量が求められる。

次に、通行車両重量の分布については、阪神高速道路公団設計荷重 (HDL) 委員会による大型 3 軸車の値⁴⁾、 $(\mu_w, \sigma_w) = (20.3, 3.37)$ (tf) …… (33) を用いた。

以上の不確定性を考慮して、損傷程度が非常に大きいと推測される「青木橋」の断面力を評価した。表-3 に非破壊動的載荷試験結果から SI 法により同定された構造パラメータを、また、表-4 に材料試験によって得られたコンクリートの強度および弾性係数の確率量をそれぞれ示す。試験結果によると、本橋の場合、3 径間連続橋の両端支点の鉛直変位拘束が完全でないことがわかったため、SI 法の適用に際しては、この箇所には弾性支

表一 逐次摂動法による断面力解析の結果

(a) 曲げモーメント

主桁	μ_{Md}	σ_{Md}	μ_{Ml}	σ_{Ml}	μ_M	σ_M
A	8.19	1.52	12.8	1.59	21.0	2.60
B	8.05	2.10	9.76	1.88	17.8	3.14
C	6.60	1.61	9.65	1.84	16.2	2.70

M_d : 死荷重モーメント, M_l : 活荷重モーメント
 M : 死+活荷重モーメント(tf・m)

(b) せん断力

主桁	μ_{Sd}	σ_{Sd}	μ_{Sl}	σ_{Sl}	μ_S	σ_S
A	4.55	0.39	7.78	0.47	12.5	0.98
B	5.38	0.92	6.47	0.77	11.8	1.50
C	4.93	0.68	6.61	0.74	11.5	1.30

S_d : 死荷重せん断力, S_l : 活荷重せん断力
 S : 死+活荷重せん断力(tf)

を用いてこのばね特性も同定パラメータとして考慮した。表一3の結果から、全断面有効時の主桁剛性理論値に比べて各主桁とも剛性低下が非常に大きく、損傷程度は主桁 $C > B > A$ の順になっている。また、このことは、材料試験によって得られたコンクリートの弾性係数の結果からも裏付けられている(表一4参照)。また弾性係数のばらつきは変動係数で約 0.32~0.35 と非常に大きく、これによる剛性のばらつきは断面力に大きく影響を与えると考えられる。

次に、この主桁剛性の同定値と弾性係数のばらつきを用いて、逐次摂動法による断面力解析を行った。表一5に解析により得られた死荷重および活荷重による曲げモーメント、せん断力の確率量およびそれらと車両重量分布の合成によって得られた全断面力の確率量を示す。この結果から、曲げモーメントは損傷程度の低い主桁 A に集中しているが、せん断力についてはその傾向が小さくなっていることがわかる。また、断面力の標準偏差は主桁 A が最も小さくなっている。さらに、断面力の変動係数は活荷重よりも死荷重の方が大きく、またせん断力よりも曲げモーメントの方が大きくなっている。

(3) 耐力力の確率モデルの評価

実橋に対して実施した主桁耐力力試験の結果と、材料試験結果を利用した計算による推定結果および耐力力の補正係数の算定結果とを併記したものを曲げ破壊、せん断破壊に分類して表一6に示す。この結果より、曲げ耐力力は主筋の付着破壊を示した「対田橋」を除いて推定値が測定値よりやや低くなっている。また、せん断耐力力についても、「桜橋」を除いてほぼ妥当な結果が得られていると考えられる。曲げ耐力力の補正係数については、佐伯らにより測定された結果¹⁰⁾によると、補正係数の平均値で 0.88~1.11 となっており、本結果よりもばらつきが小さくなっている。これは、本研究で対象とした橋梁の劣化程度の範囲が佐伯らのものよりも広く、かなり劣化したものも含んでいることによるものであると考えられる。これらの結果に基づく補正係数 a の統計量は以下のようなになる。

表一6 耐力力の計算および実験結果

(a) 曲げ破壊

橋梁名	スパン桁	M_c	M_{lm}	M_d	a
桜橋	1-C	67.8	75.2	27.2	1.51
	1-D	67.8	88.0	24.1	1.65
前野橋	1-C	69.0	70.6	7.6	1.13
	2-B	69.0	68.6	7.6	1.07
	2-C	69.0	62.4	7.4	1.01
対田橋	2-B	89.5	34.9	6.4	0.46
	3-B	92.5	49.4	6.8	0.61
中井橋	2-B	129.4	142.3	15.1	1.22
	3-B	128.5	151.2	15.1	1.29
大安橋	3-B	369.7	330.8	58.0	1.05
	3-C	370.0	317.6	58.0	1.02
大橋	1-B	59.0	61.3	10.9	1.22
	1-C	59.0	59.6	10.9	1.20
	2-B	59.0	72.7	10.9	1.42

M_c : 耐力力算定値, M_{lm} : 耐力力実験値,
 M_d : 死荷重モーメント(tf・m), $a = (M_{lm} + M_d) / M_c$

(b) せん断破壊

橋梁名	スパン桁	S_c	S_{lm}	S_d	a
桜橋	1-C	12.8	7.5	5.0	0.98
	1-D	13.4	5.5	4.4	0.74
中井橋	1-B	15.1	16.7	5.6	1.48
	2-B	17.2	20.0	5.6	1.49
	3-B	16.8	21.0	5.6	1.58
大安橋	3-C	44.1	50.0	12.1	1.41
大橋	1-B	14.0	18.5	5.4	1.71
	1-C	14.0	18.0	5.4	1.68
	2-C	14.0	16.3	5.4	1.55

S_c : 耐力力算定値, S_{lm} : 耐力力実験値,
 S_d : 死荷重モーメント(tf), $a = (S_{lm} + S_d) / S_c$

表一7 主桁耐力力の確率量

主桁	μ_{M_r}	σ_{M_r}	μ_{S_r}	σ_{S_r}
A	51.6	14.4	21.5	5.2
B	51.2	14.3	20.9	5.1
C	50.1	14.0	19.9	4.8

M_r : 曲げ耐力力(tf・m), S_r : せん断耐力力(tf)

$$(\mu_{aM}, \sigma_{aM}) = (1.13, 0.31) \dots\dots\dots (34)$$

$$(\mu_{aS}, \sigma_{aS}) = (1.40, 0.33) \dots\dots\dots (35)$$

ただし、式(34)の統計量には付着破壊の可能性を含む。これによると、曲げ耐力力の補正係数に比べてせん断耐力力の補正係数がかなり大きくなっているが、これは、オーバーレイされた舗装がせん断耐力力に寄与していることやコンクリートのひびわれ面でのせん断伝達の影響等による不確実性がかなり大きくなっているためであると考えられる。

次に、材料試験結果から得られたコンクリートおよび鉄筋のばらつきによる耐力力の変動を算定し、それに補正係数を考慮して「青木橋」についての主桁耐力力の確率量を求めると、表一7のようになる。

(4) 安全性評価結果とその有効性の考察

以上で評価された耐力力と断面力の確率量を用いて算定された「青木橋」に対する安全性評価結果を表一8に示す。なお、参考のため、断面力と耐力力の分布を正規分布と仮定した場合の破壊確率も示した。また、同様の手順で算定したRC-T単純桁橋4橋(桜, 対田, 中井, 大安橋)に関する結果についても列記している。表中の「青木橋」の結果によると、せん断破壊に対する安全性

表—8 安全性評価結果

橋梁名	スパン -桁	曲げ破壊安全性		せん断破壊安全性	
		β	P_f	β	P_f
青木橋	-A	2.11	1.83×10^{-2}	1.71	4.55×10^{-2}
	-B	2.30	1.12×10^{-2}	1.72	4.43×10^{-2}
	-C	2.41	8.79×10^{-3}	1.69	4.68×10^{-2}
桜橋	1-A	2.54	6.07×10^{-3}	2.21	1.45×10^{-2}
	1-B	3.03	1.42×10^{-3}	2.73	3.74×10^{-3}
	1-C	3.32	5.44×10^{-4}	3.39	4.76×10^{-4}
	1-D	2.77	3.16×10^{-3}	2.82	2.90×10^{-3}
	1-E	2.19	1.52×10^{-3}	2.30	1.19×10^{-2}
対田橋	1-A	2.66	4.27×10^{-3}	2.76	3.77×10^{-3}
	1-B	2.72	3.63×10^{-3}	2.94	2.26×10^{-3}
	1-C	2.52	6.29×10^{-3}	2.66	4.91×10^{-3}
	2-A	2.73	3.46×10^{-3}	2.73	3.70×10^{-3}
	2-B	2.94	1.85×10^{-3}	3.11	1.22×10^{-3}
中井橋	2-C	2.57	5.52×10^{-3}	2.66	4.60×10^{-3}
	1-A	2.72	3.78×10^{-3}	2.25	1.40×10^{-2}
	1-B	2.69	4.10×10^{-3}	2.29	1.28×10^{-2}
	1-C	2.63	4.86×10^{-3}	2.15	1.75×10^{-2}
	4-A	2.48	7.01×10^{-3}	2.21	1.46×10^{-2}
大安橋	4-B	2.95	1.84×10^{-3}	2.63	5.04×10^{-3}
	4-C	2.97	1.71×10^{-3}	2.57	5.93×10^{-3}
	1-A	2.79	2.94×10^{-3}	2.75	3.60×10^{-3}
	1-B	3.05	1.36×10^{-3}	2.86	2.60×10^{-3}
大安橋	1-C	3.04	1.36×10^{-3}	2.85	2.75×10^{-3}
	1-D	2.85	2.49×10^{-3}	2.68	4.41×10^{-3}
	3-A	2.81	2.78×10^{-3}	3.09	1.34×10^{-3}
	3-B	3.08	1.23×10^{-3}	3.24	8.37×10^{-4}
	3-C	3.08	1.23×10^{-3}	3.28	9.37×10^{-4}
	3-D	2.86	2.41×10^{-3}	3.09	1.64×10^{-3}

が曲げ破壊に対するものよりも低くなっている。また、主桁 A, B, C 間で比較すると、曲げ破壊の場合、損傷程度の非常に大きい主桁 C の安全性が他の桁よりも逆に高くなっている。これは、荷重分配特性から明らかのように、曲げモーメントが主桁 A, B に集中していることによるものであり、主桁 C の機能がかなり低下しているといえる。次に、各橋梁で比較すると、RC-T 単純桁橋 4 橋に比べて「青木橋」の安全性がかなり低くなっている。これは、コンクリート強度が非常に小さいこと、および、3 径間連続桁の端支点の拘束が完全でなく、断面力が設計時よりもかなり増加していること等によるものと考えられる。一般に安全性指標の設計目標値が 3~5、破壊確率は 10^{-3} ~ 10^{-5} 位であるとされている¹⁹⁾ ことを考慮すると、「青木橋」の安全性は限界に近い状態にまで低下しているものと考えられる。ここで、比較のため、著者ら¹³⁾ が従来より検討している次式で定義される破壊安全率⁹⁾、

$$\gamma = (\mu_R - 1.1\mu_{sd}) / \mu_{sl} \dots\dots\dots (36)$$

ただし、 μ_R : 耐荷力

μ_{sd} : 死荷重による断面力

μ_{sl} : 活荷重による断面力

を算定すると、「青木橋」の主桁 A の曲げ破壊に対して $\gamma_M = 4.6$ 、主桁 C のせん断破壊に対して $\gamma_s = 2.6$ となり、安全率は高いといえる。これは、破壊安全率が耐荷力と断面力の平均値のみで評価されるためであり、劣化の著しい橋梁の場合、耐荷力および断面力のばらつきが非常

に大きくなることが考えられ、破壊安全率による評価はかなり危険側になる場合があるといえる。

また安全性指標の経年変化の感度特性を増幅する目的のためには、例えば β^2 のような処理を行った指標値が有効であると考えられる。

次に、横桁を有する RC-T 単純桁橋である「桜橋」、「対田橋」および「大安橋」について、外桁、中桁毎に安全性と橋齢の関係を整理した結果を図—8, 9 に示す。これらの橋梁は同形式でほぼ同程度の規模を有しているものの、荷重分配特性、施工状態、環境条件、交通量等の相違による影響を受けているため、これらの結果から安全性の経年変化特性を厳密に評価することは困難であるが、定性的にみると、外桁の安全性の方が中桁よりも低くなっており、橋齢が高ほどその差が大きくなっていることがわかる。これらを近似式で表すと以下のようになる。

曲げ破壊に対して：

$$\beta^2 = 11.88 \exp(-1.47 \times 10^{-2}t) \quad (\text{外桁}) \dots\dots (37)$$

$$\beta^2 = 9.19 \exp(-5.87 \times 10^{-4}t) \quad (\text{中桁}) \dots\dots (38)$$

$$-\log P_f = 3.37 \exp(-1.00 \times 10^{-2}t) \quad (\text{外桁}) \dots\dots (39)$$

$$-\log P_f = 2.85 \exp(-3.69 \times 10^{-4}t) \quad (\text{中桁}) \dots\dots (40)$$

せん断破壊に対して：

$$\beta^2 = 14.62 \exp(-1.98 \times 10^{-2}t) \quad (\text{外桁}) \dots\dots (41)$$

$$\beta^2 = 9.87 \exp(-2.17 \times 10^{-3}t) \quad (\text{中桁}) \dots\dots (42)$$

$$-\log P_f = 3.74 \exp(-1.29 \times 10^{-2}t) \quad (\text{外桁}) \dots\dots (43)$$

$$-\log P_f = 2.88 \exp(-9.78 \times 10^{-4}t) \quad (\text{中桁}) \dots\dots (44)$$

ただし、 t : 橋齢 (年)

これに対して横桁のない RC-T 単純桁橋である「中井橋」の場合、表—8 からわかるように、外桁と中桁の差が小さく外桁の方がむしろ安全性が高い場合もある。このように橋梁形式やその他諸条件毎にこれらの評価結果を整理していくことは維持管理を合理的に行う上で非常に有効な判断材料になり得るといえる。具体的には、本安全性評価法を種々の橋梁に対して適用した評価結果を橋梁形式、荷重分配性能、施工状態、環境条件、交通量等の諸要因を考慮してさらに詳細に統計解析することにより、安全性の経年変化特性を評価することができ、さらに目視による専門家の判断あるいは補修・補強処置の実績と対応させることにより安全性の維持管理基準 (限界値) を設定することが可能であると考えられる。また、荷重分配特性の変化が安全性のバランスに大きな影響を与えることを考慮すると、主桁の局所的な補強が橋梁全体系の安全性を変化させることも考えられ、本安全性評価法を種々の補強を施した状態における橋梁に適用することにより、橋梁全体系としてバランスのとれた補強法を選定する必要があるといえる。

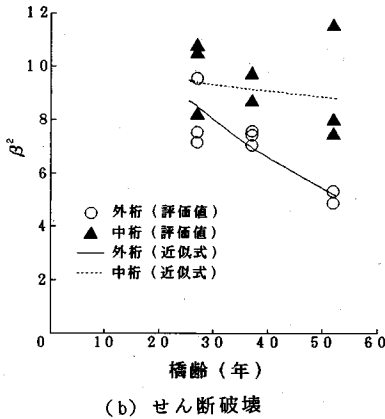
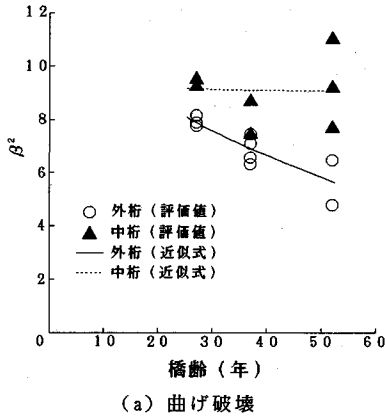


図-8 安全性指標 β^2 と橋齢との関係

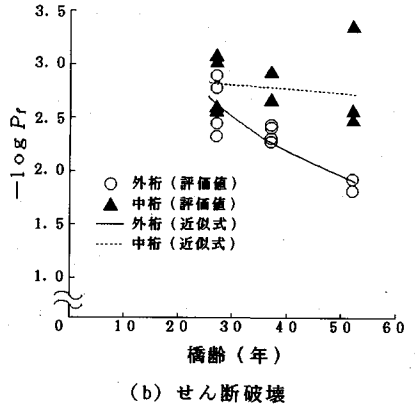
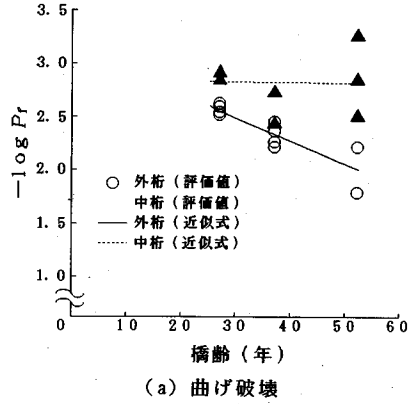


図-9 破壊確率 P_f と橋齢との関係

5. 結 論

本研究は、実橋試験に基づく既存コンクリート橋の安全性評価に含まれる種々の不確定性を考慮して、より現実に即した合理的な評価手法を検討する事により、本手法の実用化を図ることを目的としたものである。本研究により得られた結論を以下にまとめる。

(1) 断面力の解析において主桁剛性のばらつきを考慮するため、確率構造系モデルの解析を逐次摂動法および主桁剛性と変位との相関モデルを利用して効率的に行う手法を検討し、解析精度を調べた結果、確率変数の摂動幅の分割数を増加させると解が安定し、モンテカルロシミュレーションの結果とほぼ一致することを確認した。

(2) 断面力評価における不確定性として、車重および主桁剛性のばらつきを考慮し、主桁耐力の評価における不確定性としてコンクリートおよび鉄筋の強度分布、評価式の精度、舗装の影響等を考慮した確率モデルの評価方法を検討し、Hasofer & Lindの安全性指標 β の算定手法を検討し、実橋への適用のためのフローを作成した。

(3) 主桁耐力の評価式の精度および舗装の影響等を考慮した補正係数の確率量を、実橋で行った主桁耐力試験の結果に基づいて評価した。その結果、補正係数の平均値は曲げ破壊に比べてせん断破壊の場合に対して、かなり大きく、ひびわれ面でのせん断伝達特性や舗装の影響等による不確実性がかなり大きいものと考えられる。

(4) 本安全性評価法を実橋に適用した結果、かなり劣化した橋梁(本研究の場合、青木、桜、中井橋)において、破壊確率で 10^{-2} のオーダーとなることが確認された。また、同形式の橋梁に関する結果を統計的に処理することにより安全性の経年変化の定性的な傾向が評価できることを示した。さらに、今後、これらの結果を目視や非破壊検査等の組合わせによる専門家の判断や過去の処置実績と対応づけることにより、維持管理面から見た安全性の基準(限界)値を設定することが可能となり、実用化レベルに達するものと考えられる。

最後に、現場実橋試験を行うにあたって多大なるご協力を戴きました兵庫県土木部、(株)栗本鐵工所の方々、神戸大学小林秀恵技官に深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 土木学会コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書（平成3年版）改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向，コンクリートライブラリー70，1991.
- 2) 土木学会構造物安全性研究小委員会：構造物のライフタイムリスクの評価，構造工学シリーズ2，1988.
- 3) Melchers, R.E. : *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons, 1987.
- 4) 阪神高速道路公団：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，阪神高速道路公団設計荷重（HDL）委員会報告書，1986.
- 5) 久保雅邦・中島裕之・亀田弘行：道路橋活荷重の実態調査とその確率モデルによる検討，橋梁と基礎，86-1，pp.11～20，1986.
- 6) Nowak, A.S. : *Probabilistic Basis for Bridge Evaluation Criteria*, Proceedings of US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.311～321, 1987.
- 7) Ghosn, M. and Moses, F. : *Bridge Load Models and Truck Weight Regulations*, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.277～291, 1990.
- 8) Nowak, A.S. and Zhou, J. : *System Reliability Models for Bridges*, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.247～254, 1990.
- 9) 佐伯彰一・高野義武他：コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究，土木研究所資料第1228号，1977.
- 10) 佐伯彰一・金井道夫：道路橋の供用および補修・補強に関して，橋梁と基礎，83-8，1983.
- 11) 竹村泰弘・岩井正：RC桁破壊実験での力学的特性および実橋における適用と効果，橋梁と基礎，83-2，1983.
- 12) 西村昭・藤井学・宮本文穂・梶谷義昭・春名真義：既存橋梁の耐荷力評価とその検証に関する研究（上），橋梁と基礎，87-2，1987.
- 13) 宮本文穂・前田敏也・熊谷稔・前田強：コンクリート橋の安全性評価と補修・補強法の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.245～250，1989.
- 14) 中桐滋・久田俊明：確率有限要素法入門，培風館，1985.
- 15) Ewins, D.J. : *Modal Testing-Theory and Practice*, Research Studies Press, 1984.
- 16) 宮本文穂・森川英典・山本昌孝：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集，No.442/V-16，pp.61～70，1992.
- 17) ACI Standard : *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, 318-77, p.41, 1977.
- 18) Thoft-Christensen, P. and Baker, M.J. (室津義定監訳) : *構造信頼性—理論と応用*, Springer-Verlag, 1986.
- 19) 旧阪堺大橋の健全性に関する調査研究委員会・大阪市土木局：旧阪堺大橋の調査研究報告書，1987.

(1992.10.9 受付)

STRUCTURAL SAFETY EVALUATION OF CONCRETE BRIDGES BASED ON UNCERTAINTY ANALYSIS USING STATISTICAL DATA

Ayaho MIYAMOTO, Hidenori MORIKAWA and Munehiro ISHIDA

This paper describes an modeling of uncertainties included in the structural safety evaluation of existing concrete bridges based on field tests for the usefulness of this method. An efficient method for the analysis of section force in stochastic structural systems were studied using the successive perturbation method. The uncertainties included in the girder stiffness and vehicle weight were considered for the evaluation of load variables using this analysis method. On the other hand, for the resistance variables, the uncertainties for material properties, accuracy of the evaluation equation and effect of pavement were introduced. Furthermore, the safety evaluation for five actual bridges were carried out and the utility of this method were discussed through the statistical treatment of those results.