

論文 現場試験に基づいた RC 橋梁における塩害劣化予測と安全性評価

小島 大祐^{*1}・森川 英典^{*2}・岡本 早夏^{*3}・岸 紗百合^{*4}

要旨：塩害劣化 RC 橋梁の現場試験をもとに劣化予測を行い，上部工に着目して安全性指標に基づく評価を行った。主な試験内容は詳細ひび割れ調査，鉄筋腐食モニタリング，コンクリートコアの室内実験であり，これらの試験結果に基づいて劣化進行モデルの補正を行い，劣化評価に関わるパラメータのばらつきを考慮しながら現状に沿った評価を行った。また，本橋梁に対して行った劣化状態や耐荷性等に関するアンケート調査の結果と比較した。

キーワード：RC 橋梁，現場試験，点検，塩害，ひび割れ，劣化予測，安全性評価

1. はじめに

コンクリート構造物を高性能化・長寿命化させるためには，建設初期より供用期間中において時間軸に沿った構造物の性能評価を行う必要があると考えられる。そのためには，点検は対象とする構造物の維持管理区分に合わせた方法，頻度で実施し，それらの点検データを適切に性能評価に反映させる必要がある。

既往の研究^{1),2)}では，塩害劣化 RC 構造物の経時的な性能評価を行っている。しかしながら，構造物の性能を的確に評価するためには実橋において適切な点検を行い，さらにその点検データに基づいて評価値を更新する必要がある。

本研究では，兵庫県内の塩害劣化 RC 橋梁に対して詳細ひび割れ調査，鉄筋腐食モニタリング，コンクリートコアの室内実験等を含む現場実橋試験を行った。その結果に基づいて劣化進行モデルの補正を行い，劣化評価に関わるパラメータのばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションによる劣化予測を行った。それらの結果に基づいて，FEM 解析による耐荷力評価と格子分割モデルを用いた断面力解析のモンテカルロシミュレーションを行い，それらの相関を考慮して安全性指標を求めた。さらに，現行で示

されている維持管理基準を明確化するために行った劣化状態や耐荷性等に関するアンケート調査の結果と比較することにより，本研究による詳細法の評価結果との比較を行った。

2. 現場実橋試験

2.1 点検による評価値更新の概念

安全性指標 β の更新の概略を図-1 に示す。安全性指標 β とは，耐荷力 R と断面力 S から定義される安全余裕度 $M(=R-S)$ の平均値を標準偏差で正規化したものである。構造物の性能を的確に把握するためには適切な方法で点検を行い，評価しなければならない。初期点検を行う前の段階においては，様々な不確定要因を考慮することから安全性評価の予測は比較的厳しいものとなる。しかし，点検を行うことにより，その予測曲線はほとんどの場合において安全性指標 β が大きい方向に更新されると考えられる。

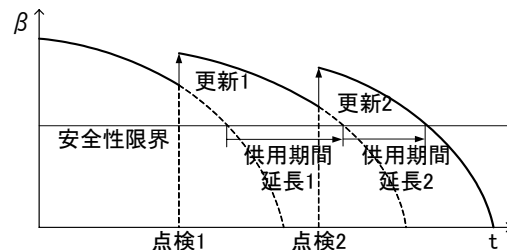


図-1 評価値の更新概略図

*1 神戸大学大学院 自然科学研究科建設学専攻 (正会員)

*2 神戸大学 工学部建設学科助教授 工博 (正会員)

*3 神戸大学大学院 自然科学研究科建設学専攻 工修 (正会員)

*4 神戸大学大学院 自然科学研究科建設学専攻

表-1 構造諸元

橋種および形式	RC単純T桁橋	
橋長(支間割)	11.10m (-)	
有効幅員	5.50m	
径間割	1径間	
架設年度	1959年	
設計荷重	TL-14	
構造概要	主桁	本数:3, 間隔:2.00m
	横桁	本数:3
	舗装	コンクリート
	高欄	コンクリート高欄

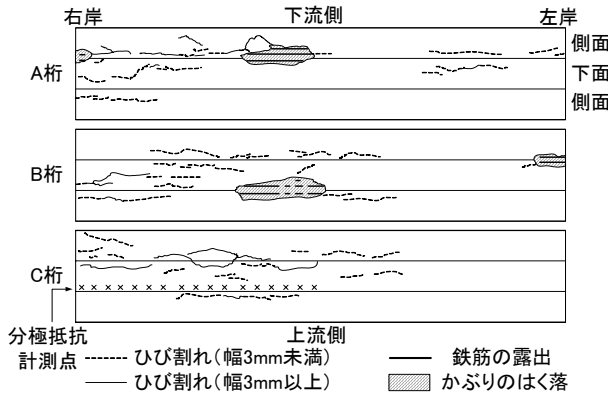


図-2 腐食ひび割れ密度

2.2 対象構造物の概要

本研究で対象とした RC 橋梁の構造諸元を表-1に示す。本橋梁は橋齢約45年であり、海岸から約50mに位置していることから塩害による劣化が著しい。

2.3 現場実橋試験の結果

(1) 詳細ひび割れ調査

腐食ひび割れや曲げひび割れ、疲労によるひび割れの調査を行った。鉄筋の腐食量はコンクリートのひび割れと関係があることから、ここではひび割れの分布から腐食分布を推定した。鉄筋の分極抵抗値から腐食速度を算出する方法(以下、分極抵抗法)を用いて鉄筋の腐食量を推定できるが、分極抵抗法は計測に非常に時間を有することから、すべての箇所に適用するのは現実的ではない。そこで、一部分の腐食量を推定した後、残りの箇所についてはひび割れ図から算出したひび割れ密度(単位面積当たりのひび割れ長さの総和)を用いて腐食量を推定することにした。対象橋梁の各主桁の腐食ひび割れ図を図-2に示す。

(2) 腐食モニタリング

最も上流側に位置する主桁(C桁)に対して

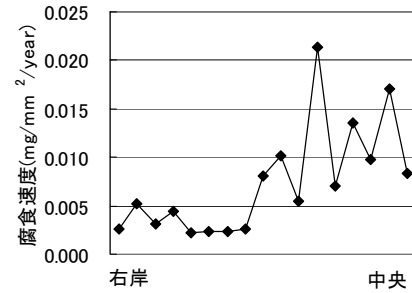


図-3 分極抵抗値から推定した鉄筋腐食速度

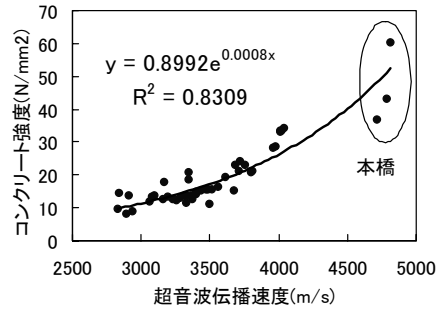


図-4 超音波速度と強度の関係

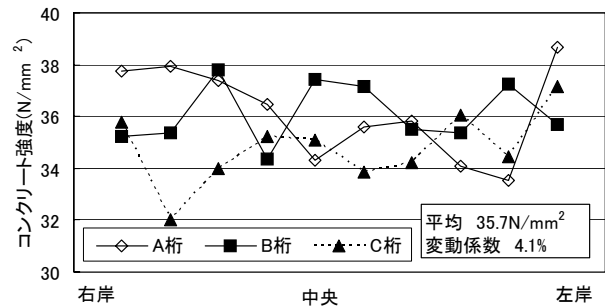


図-5 推定コンクリート強度

鉄筋腐食モニタリングを行い、自然電位と分極抵抗を計測した。推定した鉄筋腐食速度を図-3に示す。

(3) 採取コンクリートコアの室内実験

主桁ウェブのコンクリートコアを各主桁から1本ずつ採取し、圧縮強度試験と超音波試験を行った。本来、圧縮強度試験は3個の平均値を用いるが、対象とした橋梁は試験後も供用するため、多くのコアを採取することはできなかった。したがって圧縮強度試験の結果は反映させるが超音波速度法を基本として推定を行うこととした。まず、採取コアの超音波速度を計測し、圧縮試験から圧縮強度を求めた。その結果を過去の同様の試験から得られた超音波と強度の結果に加えて近似曲線を求め、換算式を算出した。その結果を図-4に示す。そして、実橋で主桁橋

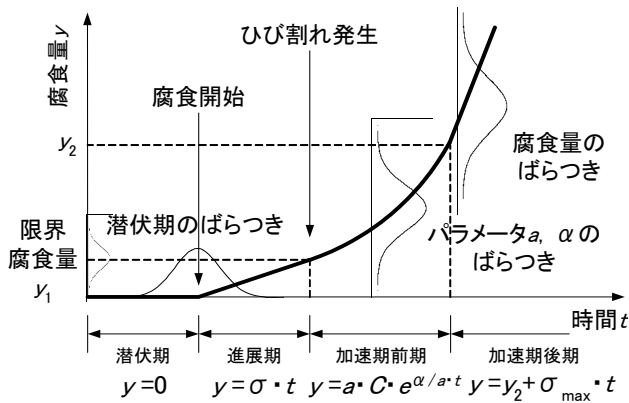


図-6 劣化曲線の概略

表-2 変動条件

		A桁	B桁	C桁
かぶり(mm)	平均値	63		
	標準偏差	7.9 ³⁾		
表面塩化物イオン濃度* (kg/m ³)	平均値	6.5	5.5	4.5
	標準偏差	1.2	1.0	0.8
設計拡散係数* (cm ² /s)	平均値	2.23 × 10 ⁻⁸		
	標準偏差	8.04 × 10 ⁻⁹ ³⁾		
限界腐食量 (mg/mm ²)	算出式	y ₁ = 2.5 × 10 ⁻⁵ · d ² d: かぶり		
	標準偏差	かぶりのばらつきに従う		
限界腐食速度 (mg/mm ² /year)	平均値	1.92		
	標準偏差	0.54		

*対数正規分布に従う

軸方向に計測した超音波速度の分布に適用し、強度を推定した。その結果を図-5に示す。

また、コアの中酸化深さを計測したところ、中性化の進行はほとんど見られなかった。ゆえに、本橋梁の劣化機構は塩害のみとした。

3. 点検結果に基づいた劣化予測

供用開始時からの劣化予測をモンテカルロシミュレーション法により評価した。以下の各区分の劣化評価は時間的に連続であることから、変動を考慮するパラメータについてはすべての期間にわたって同期化することとした。図-6に劣化曲線の概略を示す。また、変動条件は既往の文献³⁾や実験等を参考に、表-2に示すように設定した。なお、表面塩化物イオン濃度の標準偏差は文献⁴⁾に示される安全係数1.3を見込んだ場合に95%の信頼性が確保される値を設定した。また、限界腐食速度の平均値と標準偏差は海水中における腐食速度(1.02mg/mm²/year)を5%の特性下限値に、鉄筋を5%塩水で乾湿促進腐食させ

表-3 潜伏期間(year)

曲げひび割れ	A桁	B桁	C桁
なし	5.8	6.8	8.3
あり	16.0	18.6	22.8

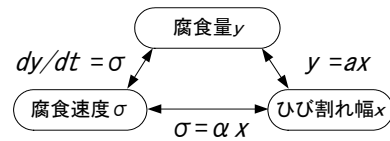


図-7 加速期パラメータ

た実験結果(1.92mg/mm²/year)を5%の特性上限値にし、正規分布を仮定して設定した。

3.1 劣化予測手法

(1) 潜伏期

潜伏期の予測はFickの拡散方程式を用いてコンクリート中の塩分量が鋼材位置における塩化物イオンの鉄筋腐食発生限界濃度C_{lim}=1.2(kg/m³)に至る時点として安全側に評価を行うこととした⁴⁾。また、供用開始時の曲げひび割れによる影響を考慮した。曲げひび割れ幅の算出には文献⁴⁾を参考にして断面力解析から得られる発生曲げモーメントをもとに算出した。潜伏期間の結果を表-3に示す。

(2) 進展期

進展期は鉄筋に腐食が開始してからひび割れが発生するまでの期間であるが、本研究では潜伏期が終了してから加速期の初期腐食速度に達するまでの期間を進展期に設定した。

(3) 加速期・劣化期

腐食が加速的に進行し、それに伴う耐力の低下が性能上問題となる段階である。腐食量は図-7に示す関係⁵⁾を用いて以下の式で表すことができる。

$$y = a \cdot C \cdot \exp\left(\frac{\alpha}{a} \cdot t\right) \quad (1)$$

ここで、 $a = 0.141 \cdot \exp(1.078 \cdot d/\phi)$ 、 $\alpha = 54.82 \cdot d^{-1.17}$ 、 C : 腐食開始直後のひび割れ幅(mm)、 d : かぶり(mm)、 ϕ : 鉄筋径(mm)

(4) 腐食減量率

算出された腐食量をRC部材の性能評価に適用するために、鉄筋表面で一様に腐食が進行す

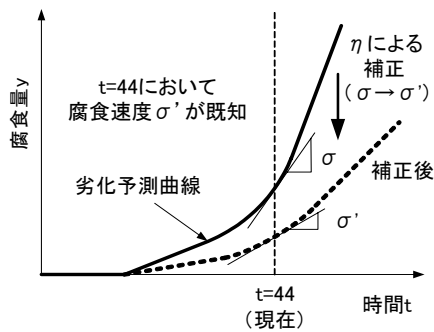


図-8 劣化曲線の補正

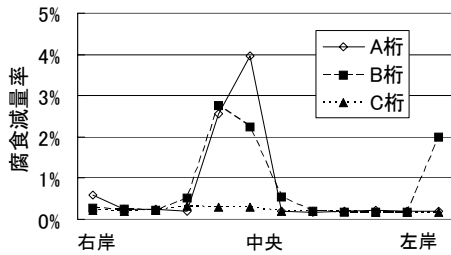


図-9 各桁の推定腐食減量率

るといふ仮定のもと、次式に示す腐食減量率を用いた。

$$\Delta w = \frac{y\pi\phi}{\frac{1}{4}\pi\phi^2\gamma} = \frac{4y}{\phi\gamma} \quad (2)$$

ここで、 Δw ：鉄筋腐食減少率、 y ：単位面積あたりの腐食量(mg/mm^2)、 γ ：鉄筋の単位体積質量(mg/mm^3)

3.2 モニタリング対象桁の鉄筋腐食量推定

分極抵抗値より鉄筋の腐食速度が推定できたため、先に述べた劣化予測曲線を補正することで、点検データを劣化予測に反映させた。本来は、信頼性の低い劣化評価パラメータに対して直接補正を行うべきであるが、今回、不確定性を考慮したパラメータが非常に多く、補正すべきものの特定が困難である。そこで、加速期パラメータにおける α/a に対して補正係数 η を乗ずることにより、最終的に得られる劣化曲線そのものに対して幾何的に補正を行うこととした。補正の概略図を図-8に示す。

3.3 ひび割れ密度に基づいた鉄筋腐食量推定

分極抵抗を計測したC桁右岸側において腐食量とひび割れ密度の関係を調べ、その関係式に基づいて他の部分の腐食量を推定した。また、かぶりがはく落している部分の腐食減量率につ

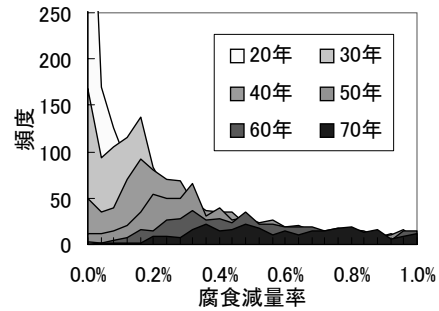


図-10 腐食減量率の頻度分布

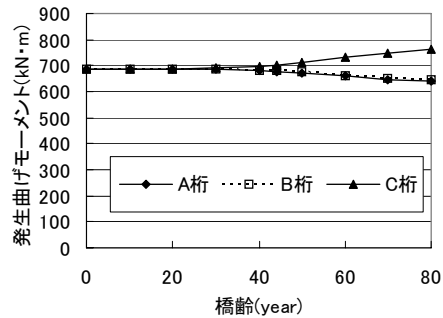


図-11 各桁の発生曲げモーメント

いては実橋での目視を参考にして鉄筋1本あたり25%と仮定した。その結果を図-9に示す。

3.4 劣化予測のモンテカルロシミュレーション

構築された劣化区分ごとの評価手法に補正係数 η を用いて、供用開始時からの劣化予測シミュレーションを行った。その結果得られる橋齢ごとの腐食減量率の分布を図-10に示す。経過時間に従って分布のばらつきは徐々に大きくなっているのがわかる。

4. 安全性評価

4.1 モンテカルロシミュレーションによる断面力解析

格子分割モデルを用いて断面に発生する曲げモーメント(断面力 S)を算出した。载荷荷重はB活荷重L载荷とし、実データに基づいた変動を考慮している。鉄筋腐食による断面剛性の低下式はFEM解析をもとに算出され、次式で示される。

$$K' = K(0.474 + 0.526 \cdot n) \quad (3)$$

$$n = 1 - 1.13 \cdot \Delta w$$

ここで、 K' ：腐食後の断面剛性、 K ：健全時の断面剛性、 n ：弾性係数比

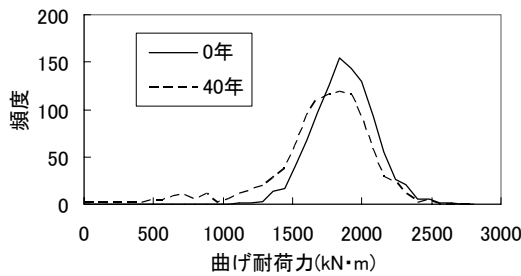


図-12 曲げ耐力の頻度分布

劣化予測に基づいた各桁の発生断面力の経時変化を図-11に示す。多主桁橋の特徴として、荷重再配分により比較的健全なC桁に発生する断面力が増加していることがわかる。

4.2 耐力解析

FEM解析を用いて主桁断面の曲げに対する終局曲げモーメント(耐力 R)を算出した。本橋では局所的な腐食が見られたことから必ずしも中央で降伏するとは限らない。そこで、載荷荷重は道路橋示方書に示されるB活荷重 L 載荷に基づいた等分布荷重とした。腐食後の鉄筋の力学的特性は既往の文献⁶⁾より次式で示される。

$$E' = (1 - 1.13 \cdot \Delta w) \cdot E \quad (4)$$

$$f' = (1 - 1.98 \cdot \Delta w) \cdot f \quad (5)$$

ここで、 E' : 腐食後の鉄筋弾性係数、 f' : 腐食後の鉄筋降伏強度

また、実際の橋梁の耐力は種々の不確定要因によりばらつきが生じると考えられる。よって、複数の橋梁に対して行われた実橋試験を参考に正規分布の確率変数で独立に変動する補正係数 α_R を確定値である曲げ耐力算定値に乘ずることとした。 α_R の変動条件は平均値1.0、標準偏差0.113となった。劣化予測に基づいた曲げ耐力の結果として、分布を図-12に示す。

4.3 安全性評価

劣化予測のモンテカルロシミュレーションにより試行回数分の腐食減量率が算出されたが、それらをFEM解析、断面力解析にそれぞれ逐一入力することによって安全性指標 β を求めた。橋梁の維持管理上最も重要な点としては、補修・補強あるいは架け替え等の処置に対する判

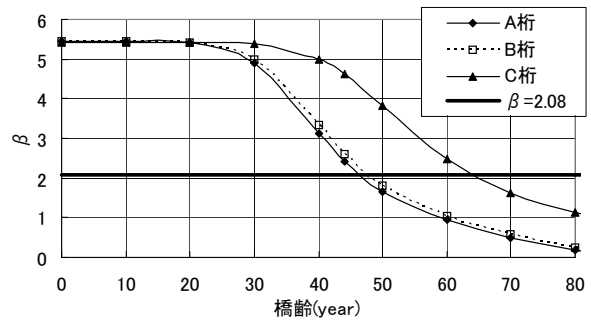


図-13 β の経年変化

表-4 アンケートの代表的な質問項目

質問	回答
主桁の劣化状態はどの程度ですか？ とても劣化している ~ 全く劣化していない	()点
主桁の耐力性はどの程度ですか？ 耐力性なし ~ 耐力性あり	()点
構造物全体の健全性はどのように評価できますか？ 悪い ~ 良い	()点
もし補修・補強を行わなければ本橋梁はあと何年供用してもよいと思えますか？	()年

表-5 耐力性の比較

	詳細法 β	アンケート調査結果 点数(100点満点)		
		平均値	最大値	最小値
A桁	2.4	29.2	60	15
B桁	2.6	29.2	65	15
C桁	4.6	43.3	70	30

表-6 余寿命の比較

	詳細法		アンケート調査結果		
	各桁	平均値	平均値	最大値	最小値
A桁	1.3	7.7	4.7	10.0	1.0
B桁	2.6				
C桁	19.1				

単位(year)

断基準を明確にすることであると考えられる。そこで既往の研究⁷⁾では、数橋の実橋について橋梁管理技術者に対して行ったアンケート調査によって耐力性に関する判断を抽出し、安全性に対する限界値を $\beta = 2.08$ と提案していることから、この値をひとつの目安として考えていく。 β の経年の変化(図-13参照)を見ると、 $\beta = 2.08$ に達するのは橋齢約46年となった。この橋梁の現況から判断しても妥当な結果である。

4.4 アンケート調査結果との比較

橋梁管理技術者に対して、本橋梁の耐用性に関するアンケート調査を行った。代表的な質問と回答項目を表-4に示す。各質問項目に対して100点満点で評価してもらい、このうち主桁の耐力性に対する回答結果と本研究の結果との比較

を行った。比較結果を表-5に示す。 β と耐荷性の点数を桁ごとに比較すると、それらの大小関係は概ね一致している。また、本橋梁に対して補修や補強を行わないときの余寿命について質問した。比較結果を表-6に示す。その結果、アンケート調査においては平均で4.7年となり、詳細法により最も危険であると判定されたA桁の余寿命(1.3年)よりはやや長い、各桁の余寿命平均値(7.7年)よりはやや短く、およそ、それらの中間値を示している。また、アンケート調査結果の最小値と詳細法の最小値がほぼ一致していることから、管理者が橋梁全体を評価する場合、最も危険である桁に主眼を置いていることがいえる。また、詳細法による余寿命の結果はより短く評価されることがわかった。

5. まとめ

今回、塩害劣化RC橋梁に対して、実橋の点検データを用いた安全性評価予測の更新とその結果について述べた。得られた考察を以下に示す。

- (1) 劣化評価に関わる種々のパラメータのばらつきを考慮して、供用開始時から連続したモンテカルロシミュレーションによる劣化予測を行った。その結果、経過年数ごとに腐食量を見た場合、そのばらつきは非常に大きくなることがわかった。
- (2) 実橋において計測した鉄筋の分極抵抗値や腐食ひび割れ密度といった点検データを用いて、劣化予測曲線の補正を行った。その結果、点検データがない時の劣化予測と比較して、傾きの緩やかなものとなった。
- (3) 劣化予測のモンテカルロシミュレーションから得られた経年ごとの腐食量の離散分布に基づいて、耐荷力と断面力の評価を行い、それらの相関を考慮して安全性評価を行った。その結果、 $\beta=2.08$ に達するのは橋齢約46年となった。本橋梁の現況から判断しても妥当な結果であると思われる。
- (4) 本橋の健全性に関するアンケート調査から得られた現行維持管理基準に対応する耐荷

性に関する点数と本研究において提案した手法による安全性指標 β には相関が見られた。また、余寿命は約5年となり、詳細法による評価結果と比較すると概ね一致しているということがわかった。

(謝辞)

現場試験でご協力をいただきました兵庫県県土整備部に感謝いたします。

参考文献

- 1) 森川英典, 森田祐介, 川本祐子: 塩害による鉄筋腐食を考慮したコンクリート橋の劣化進行予測と安全性評価, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第3巻, pp.377-384, 2003.10
- 2) 狩野裕之, 森川英典: 性能評価パラメータの不確定性を考慮した塩害劣化RC橋の安全性評価, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第2巻, pp.273-280, 2002.10
- 3) 山口明伸, 武若耕司: 塩害を受けるコンクリート構造物の耐久設計手法に関する一考察, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, V, pp.98-99, 1999.10
- 4) 社団法人 土木学会: コンクリート標準示方書「構造性能照査編」, pp.94-104, 2002.3
- 5) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, 1998.10
- 6) 李翰承, 友澤史紀, 野口貴文, 鹿毛忠継: 有限要素法による鉄筋の腐食したRC梁の耐力性能評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, 1997.6
- 7) 森川英典, 宮本文穂, 竹内和美: 統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価, 土木学会論文集, No.502/V-25, pp.53-62, 1994.11