

材料特性と入力地震動に含まれる変動要因が斜張橋の耐震性に与える影響

Effect of uncertain factors in material properties and input ground motion on seismic reliability of cable-stayed bridge

大塚久哲*, 古川愛子**, 鈴木泰之***, 別宮稔史****

Hisanori Otsuka, Aiko Furukawa, Yasuyuki Suzuki, Toshifumi Betsumiya

*工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**修士(工学) 九州大学大学院助手 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

***工修 (㈱建設技術研究所 東京本社 構造部) (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町3-21-1)

****九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

Reliability analysis of a cable-stayed bridge was conducted. First, the reliability of the pier considering uncertain material properties was analyzed using the entire bridge system and the single pier model, and the results were compared. Next, the correlations between structural properties and the damage levels were calculated. Finally, reliability analysis considering the uncertain input ground motion was conducted. Reliability analysis considering only the uncertain input ground motion has the possibility to underestimate the average of the damage level, whereas considering only the uncertain material properties underestimate the variation of the damage level. Therefore, reliability analysis considering both of them is important.

Key Words: seismic reliability, cable-stayed bridge, Monte Carlo simulation, material properties, input ground motion

キーワード: 耐震信頼性, 斜張橋, モンテカルロシミュレーション, 材料特性, 入力地震動

1. はじめに

現在, 欧米の先進国では, 国際標準である ISO2394 に準拠した信頼性設計が行われつつあり, 許容応力度設計法が見直され信頼性設計に基づく限界状態設計法が導入されている. 信頼性設計法とは構造物に含まれる様々な不確定要因を合理的かつ定量的に取り扱うことを目的とした設計法のことである. 我が国における設計法も早急に国際標準との整合を図り, ISO2394 に準拠した信頼性設計法に基づいた設計を導入する機運がある.

最近では, 性能照査型設計法の精度の向上を目的とし, 構造設計における様々な不確定要因を確率変数として取り扱い, 得られた解析結果に基づいて新たな評価方法の具体的な提案を行っている研究が見受けられる. 秋山ら¹⁾は RC 橋脚の信頼性を考慮した安全係数の試算を行っている. また, 白木ら²⁾は鋼製橋脚の信頼性解析を行い, その結果をもとに許容応力度設計法の問題を指摘し, 信頼性理論に基づく限界状態設計法の必要性について考察している. しかしこれら既往の信頼性に関する研究は比較的自由度の少ない橋脚単体やラーメン構造を対象構造物としており, 橋梁全体系を対象とした信頼性評価を行った例は少ない.

橋梁全体系を対象とした信頼性解析を行った事例としては, Cremona³⁾による吊橋の残留強度を評価した研究, Fabio

ら⁴⁾による材料非線形と幾何学的非線形性を考慮したコンクリートアーチ橋の信頼性に関する研究がある. これらはいずれも死荷重や交通荷重等, 静的な外力を対象としたものである. 地震時に複雑な挙動を示す構造物では, 個々の不確定性が系全体の信頼性に及ぼす影響は不明であり, 信頼性解析を行うことは意義深いと考えられる. 白木ら⁵⁾は斜張橋を線形要素でモデル化し, 地震動を確率的に取り扱うことにより橋梁全体系を考慮した動的信頼性解析を行っている. 著者ら⁶⁾は 2 主桁複合斜張橋全体系を対象として, 材料非線形性を考慮に入れた構造特性の不確定性に基づく耐震信頼性評価を行い, 主要部材の各種損傷度指標の平均値, 変動係数, 95% 信頼区間を算定し確定量解析結果との比較を行った.

本研究では上記の内容に引き続き, 構造物に含まれる不確定要因のパラメーターを変動させたモンテカルロシミュレーションを橋梁全体系と橋脚単体系に対して行い, それらの結果を比較することで, 橋梁全体系として耐震信頼性評価を行うことの意義を示した. また, 構造物に存在する各部材の不確定要因と構造部材が地震時に受けるであろう損傷度との相関性および構造部材内の損傷度の相関性を検討した. 最後に, 入力地震動に含まれるいくつかのパラメータを不確定要因として取り扱い, 入力地震動の不確定性が構造部材の損傷度に及ぼす影響の評価を行った.

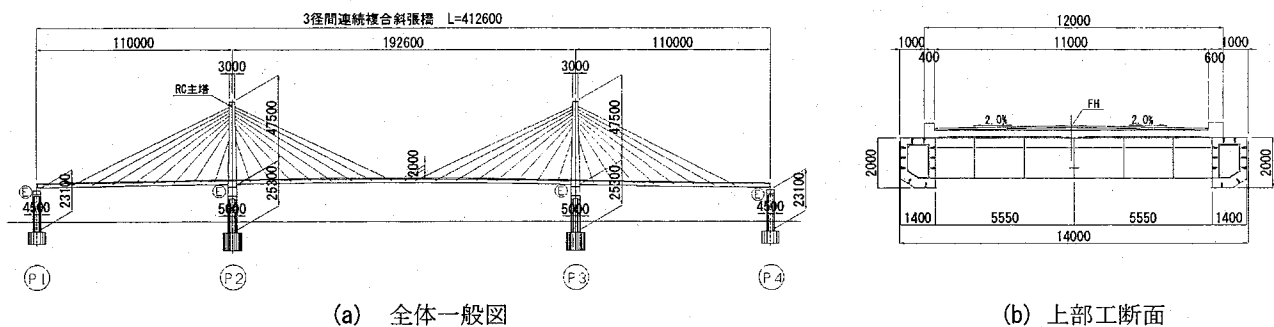


図-1 解析対象構造物(単位mm)

表-1 部材番号

	部材番号
P1橋脚	1001 (橋脚天端) ~ 1010 (橋脚基部)
P2橋脚	2001 (橋脚天端) ~ 2011 (橋脚基部)
P2主塔	2101 (主塔先端) ~ 2123 (主塔基部)

2. 解析概要

2.1 解析モデル

解析の対象とした2主桁複合斜張橋の橋梁全体一般図および主桁断面を図-1に示す。このモデルは常時荷重(死荷重+活荷重)による構造解析とその結果を用いた断面計算により決定した。主塔・橋脚はRC製、桁は鋼2箱桁とした。支承条件は全支点ともに免震支承とした。隣接する橋梁は鋼床版箱桁を想定し、1径間死荷重の半分(4000kN)の質量を考慮した。

要素の特性としては、主桁・横梁は線形梁要素、ケーブルは線形弦要素、RC主塔とRC橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行った。RC部材の材料非線形特性は骨格曲線としてトリリニア型、復元力特性として武田モデル⁷⁾を用いた。免震支承の骨格曲線はバイリニア型とした。基礎と地盤の結合条件は、線形バネ要素(SRモデル)として扱った。

2.2 解析手法

解析手法は直接積分法のNewmark β 法($\beta=0.25$)を用いた。積分間隔は $\Delta t=0.005$ 秒とした。減衰はレーリー減衰とし、固有値解析により得られた有効質量比の卓越する主要なモードを用いた。レーリー減衰で用いるモード減衰定数をひずみエネルギー比例型減衰で計算する際に用いた各部材の減衰定数は道路橋示方書を参考に、主桁を2.5%、ケーブルを2.5%、主塔・橋脚を2%、地盤ばねを10%と決定した⁸⁾。なお、検討は橋軸方向を対象とし、地震入力はいずれの対して一様入力とした。本研究ではRC部材であるP1橋脚、P2橋脚、P2主塔の応答曲率に着目して検討を行った。それぞれの部材番号を表-1に示す。

2.3 損傷度指標

構造物の各部材の損傷状態を照査する指標として、以下に述べる3つの指標を採用した。

(1) 応答塑性率比 μ_s

最大変形に着目した損傷度指標として、本研究では最大

曲率を降伏曲率で除した応答塑性率を終局塑性率(終局曲率/降伏曲率)で割った応答塑性率比を用いた。

(2) エネルギー靱性率 μ_E

累積吸収エネルギーに着目した損傷度指標として、本研究では井林ら⁹⁾によって提案された式(1)に示す構造物の履歴エネルギーを許容エネルギー量で除したエネルギー靱性率を用いた。

$$\mu_E = E_h / E_a \quad (1)$$

ここに、 E_h は履歴エネルギー、 E_a は構造物の許容エネルギーである。構造物の許容エネルギー量としては、繰り返し载荷によって大きく性状が変化するRC部材の場合は特に部材の終局までを考慮する必要があることから、井林らはスケルトンカーブの降伏点および終局点で囲まれる面積を用いることを提案している。

(3) Park and Angの損傷度指標 DI

構造物が地震時に経験する最大変形と累積吸収エネルギーの両方を考慮することのできる損傷度指標として、本研究では式(2)に示す損傷度指標 DI を用いた。

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\gamma \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (2)$$

これは、Park and Ang¹⁰⁾によって提案され、Kunnathら¹¹⁾によって構造物が弾性挙動をしているときには $DI < 0$ となるように修正された指標である。式(2)において、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h はそれぞれ応答塑性率、終局塑性率、降伏エネルギーで基準化したエネルギー靱性率であり、式(3)~式(5)で定義される。

$$\mu_d = \delta_{\max} / \delta_y \quad (3)$$

$$\mu_u = \delta_u / \delta_y \quad (4)$$

$$\mu_h = E_h / (P_y \cdot \delta_y) \quad (5)$$

γ は部材の断面特性等に依存した正の係数であり、ここでは既往の研究¹²⁾を参考に $\gamma=0.15$ とした。 $\delta_{\max}$ 、 δ_y 、 δ_u はそれぞれ最大変位、降伏変位、終局変位であり、 E_h 及び

表-2 損傷度指標と損傷状態の関係

(a) 各耐震性能を確保するための応答塑性率比の許容値と終局塑性率⁸⁾

	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ	終局塑性率
P1橋脚	0.045	0.363	0.444	22.3
P2橋脚	0.047	0.363	0.443	21.2
P2主塔	0.091	0.391	0.473	13.6

(b) 損傷度指標 DI と損傷状態の関係¹²⁾

損傷状態	損傷度指標の値	構造物の外観
無損傷	~0.08	ひび割れなし
使用可能	0.08~0.18	中程度のひび割れ
修復可能	0.18~0.36	かぶりコンクリートの剥離
修復不可能	0.36~0.6	鉄筋剥き出し
崩壊	0.6~	せん断耐力・軸耐力の損失

表-3 不確定要因の変動係数

不確定要因	変動係数(%)
地盤ばね定数	20
免震支承のばね定数	10
ケーブルの初期張力	5
主桁・主塔・橋脚・ケーブル	初期剛性 10
免震支承の復元力特性	第1降伏点 10
	剛性低下率 10
主塔・橋脚の復元力特性	ひび割れ発生点 10
	軸方向鉄筋の降伏点 10
	剛性低下率1 10
	剛性低下率2 10

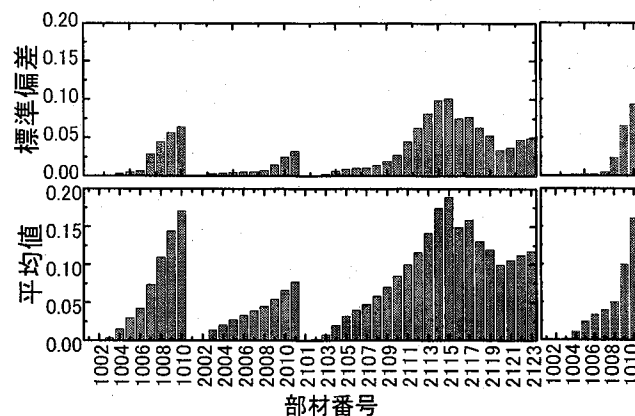
P_y は、履歴エネルギー及び降伏耐力である。

終局塑性率、応答塑性率比および損傷度指標 DI と損傷状態との関係を表-2^{8), 12)} に示す。ここに、耐震性能Ⅰとは地震によって橋としての健全性を損なわない性能、耐震性能Ⅱとは地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能、耐震性能Ⅲとは地震による損傷が橋として致命的とならない性能を表す。各耐震性能を確保するための応答塑性率比の許容値は各許容塑性率を終局塑性率で除した値を用いた。各許容塑性率は耐震性能Ⅰが1.0とした。耐震性能Ⅱ、Ⅲの許容塑性率はそれぞれ安全率3.0, 2.4を用いて算出した⁸⁾。

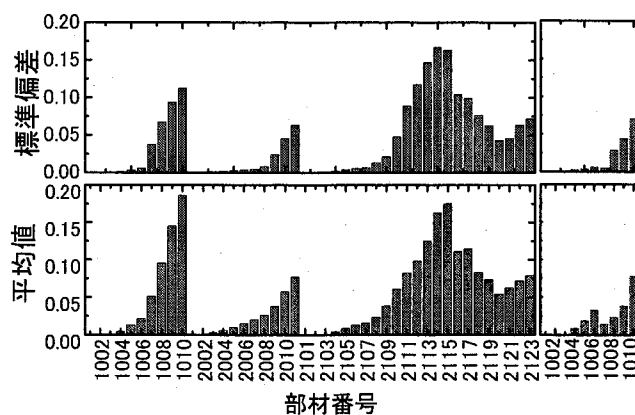
3. 構造パラメータの不確定性を考慮した信頼性解析

3.1 モンテカルロシミュレーション

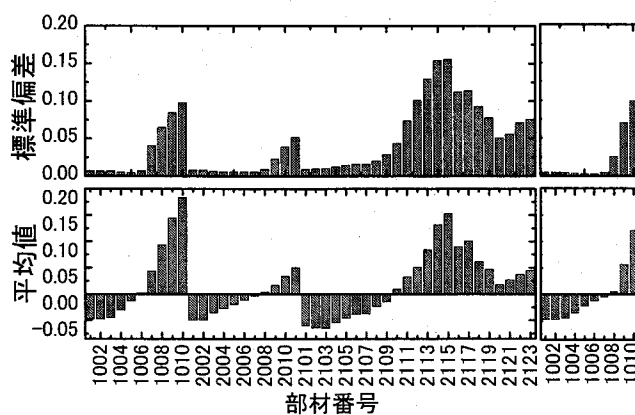
2主桁複合斜張橋を構成する各部材の材料特性のばらつきが応答値に与える影響をモンテカルロシミュレーションにより検討した。解析で考慮した不確定要因とその変動係数を表-3に示す。免震支承の復元力特性の変動係数は文献¹³⁾より調査し、ケーブル・主桁・主塔・橋脚の材料特性の変動係数については文献¹⁴⁾を参考に決定した。表中の剛性低下率1とは第1剛性に対する第2剛性の低下率を、剛性低下率2とは第1剛性に対する第3剛性の低下率を表す。地盤ばね定数については他の構造特性に比べて不確定性が大き



(a) 応答塑性率比



(b) エネルギー靱性率



(c) Damage Index

図-2 橋梁全体解析(左)と橋脚単体解析(右)による損傷度指標の比較

いと考えられるため本研究では20%に設定した。平均値は、設計で評価された値からのばらつきを知るため、道路橋示方書に準拠して試設計された値を平均値として用いた。モンテカルロシミュレーションのサンプル数はサンプル数の増加に対して応答値の平均値、変動係数がほぼ一定となる1000回を試行回数として用いた。ばらつきの分布は正規分布に従うとし、個々のばらつきは互いに完全無相関であると仮定した。本章では構造特性に含まれる不確定要因のみを考慮しそれらの影響を評価するため、入力地震動は文献⁸⁾に示されているⅡ種地盤に対する加速度応答スペクトル

の適合波形 (TYPE II - II -1) を用いた。

本章では、3.2で橋梁全体系モデルと橋脚単体モデルとの解析結果の比較を行い、自由度を縮小しない橋梁全体系を表す解析モデルを用いた信頼性解析を行うことの必要性を示唆した。3.3および3.4では橋梁全体系モデルを用いた信頼性解析を行い、構造特性と損傷度指標間の相関性および部材間の損傷度指標の相関性の検討を行った。

3.2 橋梁全体系と橋脚単体系の信頼性解析結果の比較

既往の信頼性理論に関する研究では橋脚だけを取り出して解析を行ったものは多いが、橋梁全体系を考慮に入れたものは少ない。そこで本節では、橋梁全体系を考慮した場合と橋脚単体だけをモデル化した場合の信頼性解析結果の比較を行った。橋脚単体はP1橋脚についてモンテカルロシミュレーションを行った。その際、上部工死荷重は橋梁全体系において自重解析を行いP1橋脚にかかる重量を算出し、橋脚1本柱モデルの橋脚天端に質点質量として入力した。また、免震支承および地盤モデルも橋梁全体系と同様にモデル化した。橋脚単体モデルにおける不確定要因は表-3に示すうち、関係する全てのものを考慮した。

各損傷度指標の平均値、標準偏差に対する橋梁全体系と橋脚単体解析の比較を図-2に示す。横軸は表-1に示す部材番号を表している。ここではP1橋脚上の部材(1001~1010)について橋梁全体系と橋脚単体の比較を行う。

(1) 応答塑性率比の比較(図-2(a))

応答塑性率比の平均値を比較する。最も損傷の大きいP1橋脚基部(部材1010)では橋脚単体解析は全体解析よりわずかに小さい程度であるが、それ以外の部材では橋脚単体系は応答塑性率比を過小評価していることがわかる。この理由として橋梁全体系モデルを用いた解析ではP1橋脚だけでなくP2橋脚、主塔の構造特性のばらつきの影響も受けているからと考えられる。

(2) エネルギー靱性率の比較(図-2(b))

橋脚単体解析は、損傷の大きい部材のエネルギー靱性率を、平均値・標準偏差ともかなり過小評価していることがわかる。全体系解析を真とすれば橋脚単体解析は、P1橋脚基部(部材1010)のエネルギー靱性率を約2.5分の1に過小評価していることになる。

(3) Damage Indexの比較(図-2(c))

Damage Indexについても同様に、橋脚単体解析は、損傷の大きい部材のDamage Indexを過小評価している。表-2(b)の分類によるとP1橋脚基部の損傷状態は全体解析では「修復可能」状態だが、単体解析は「使用可能」状態となっている。

橋梁全体系解析と橋脚単体解析それぞれによる、P1橋脚

の損傷度指標の比較を行ったが、いずれの指標においても、橋脚単体解析は損傷度を過小評価していることがわかり、特に累積吸収エネルギーを考慮したエネルギー靱性率において両者の差が大きいことがわかった。このことから、地震時に複雑な挙動を示す構造物の耐震信頼性を評価する際は、着目したい部位だけを取り出して解析を行うのではなく、橋梁全体系を考慮に入れた信頼性解析を行うことが必要であると考えられる。

3.3 各部材の構造特性と損傷度指標の相関の検討

次に、橋脚および主塔に含まれる構造特性、即ち初期剛性、ひび割れ発生点、軸方向鉄筋の降伏点、剛性低下率1、剛性低下率2と各部材の損傷度指標について相関性の検討を行った。

P1橋脚、P2橋脚およびP2主塔の各構造特性と各部材の各損傷度指標との相関係数の値をそれぞれ図-3、図-4、図-5に示す。横軸に部材番号、縦軸に相関係数を示している。また、相関係数は2変数の共分散を2変数の標準偏差の積で除したものである。

(1) P1橋脚の構造特性と各部材の損傷度指標との相関の検討(図-3)

P1橋脚(部材1001~1010)の構造特性とP2橋脚(部材2001~2011)およびP2主塔(部材2101~2123)の各損傷度指標との間に相関関係は見られず、P1橋脚上の部材のみと相関が見られる。初期剛性はP1橋脚の基部に近い部材の各損傷度指標との間に強い負の相関性があることがわかる。また、ひび割れ発生点は全損傷度指標において他の部材に比べ部材1004周辺で負の相関性がわずかに強くなっている。これは1004周辺の部材がひび割れ曲率を超えるか超えないかの臨界状態にあるためにこのような結果になったと考えられる。また、軸方向鉄筋の降伏点は、P1橋脚の基部に近い部材の各損傷度指標との間に強い負の相関性があることがわかる。また、剛性低下率1は全損傷度指標において他の部材に比べ部材1006周辺で負の相関が強くなっている。これは前述したように本構造物では1004周辺でひび割れ曲率を超える超えないの境界にあるので、1004よりわずかに損傷度が大きい1006周辺において剛性低下率1の影響が顕著に表れるためと考えられる。最後に剛性低下率2はいずれの部材の損傷度指標とも相関が弱いがわかる。

各損傷度指標と最も相関の強い構造特性は初期剛性であり、2番目が軸方向鉄筋の降伏点、即ち降伏曲率で3番目が剛性低下率1である。初期剛性および剛性低下率1との相関は損傷度指標の違いによる差は見られないが、軸方向鉄筋の降伏点に関しては、損傷度の大きい橋脚基部周辺の部材は損傷度指標の違いによる差はほとんどないが、損傷度の小さい部材は損傷度指標の違いによる差が見られた。

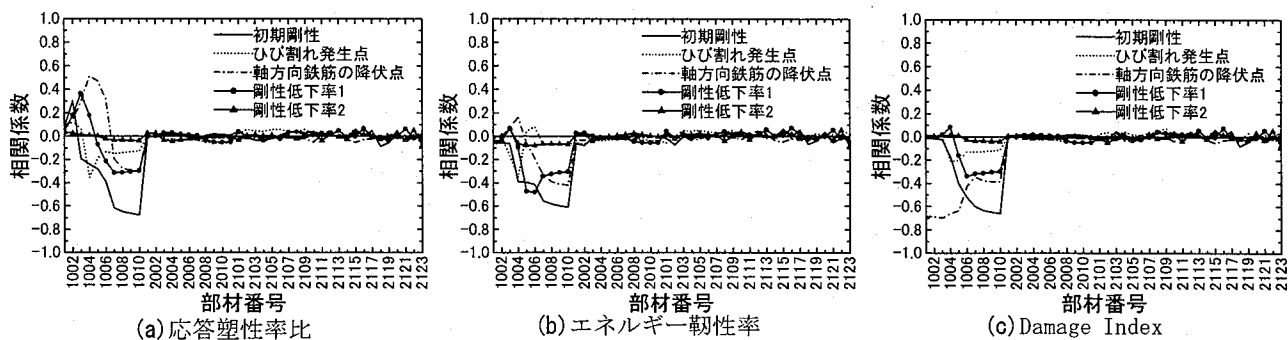


図-3 P1橋脚の構造特性と各部材の損傷度指標との相関係数

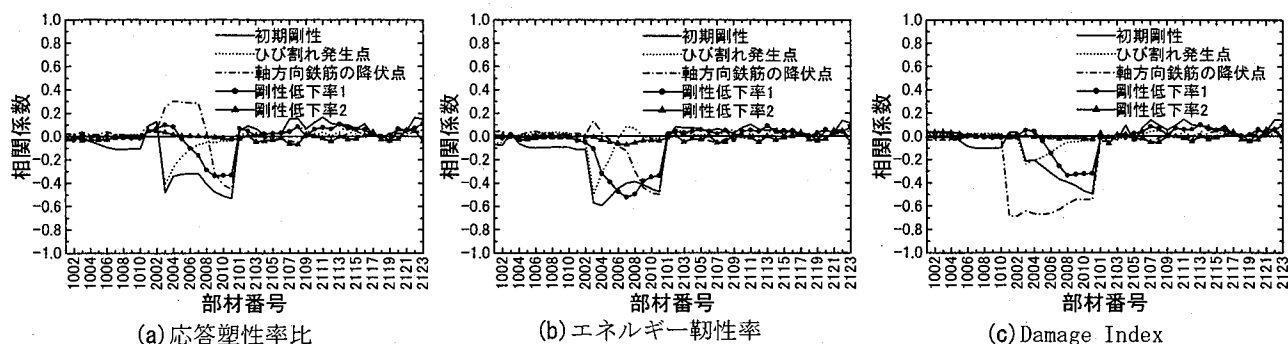


図-4 P2橋脚の構造特性と各部材の損傷度指標との相関係数

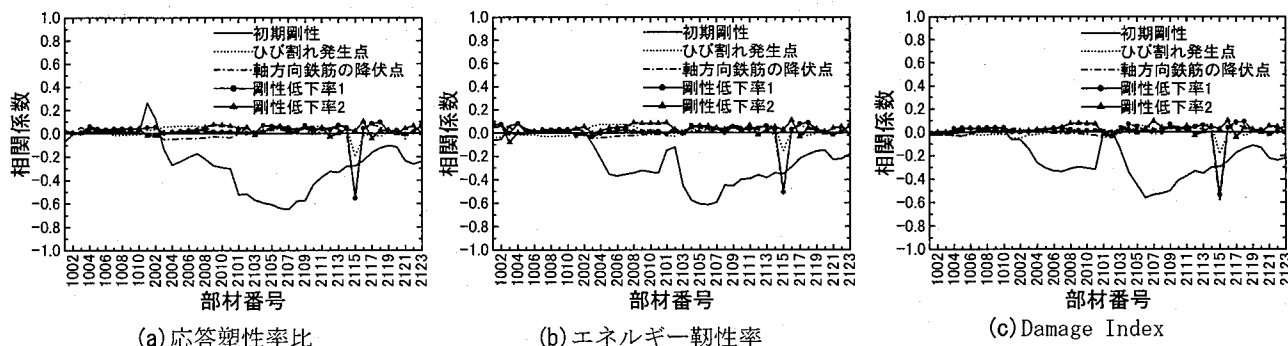


図-5 P2主塔の構造特性と各部材の損傷度指標との相関係数

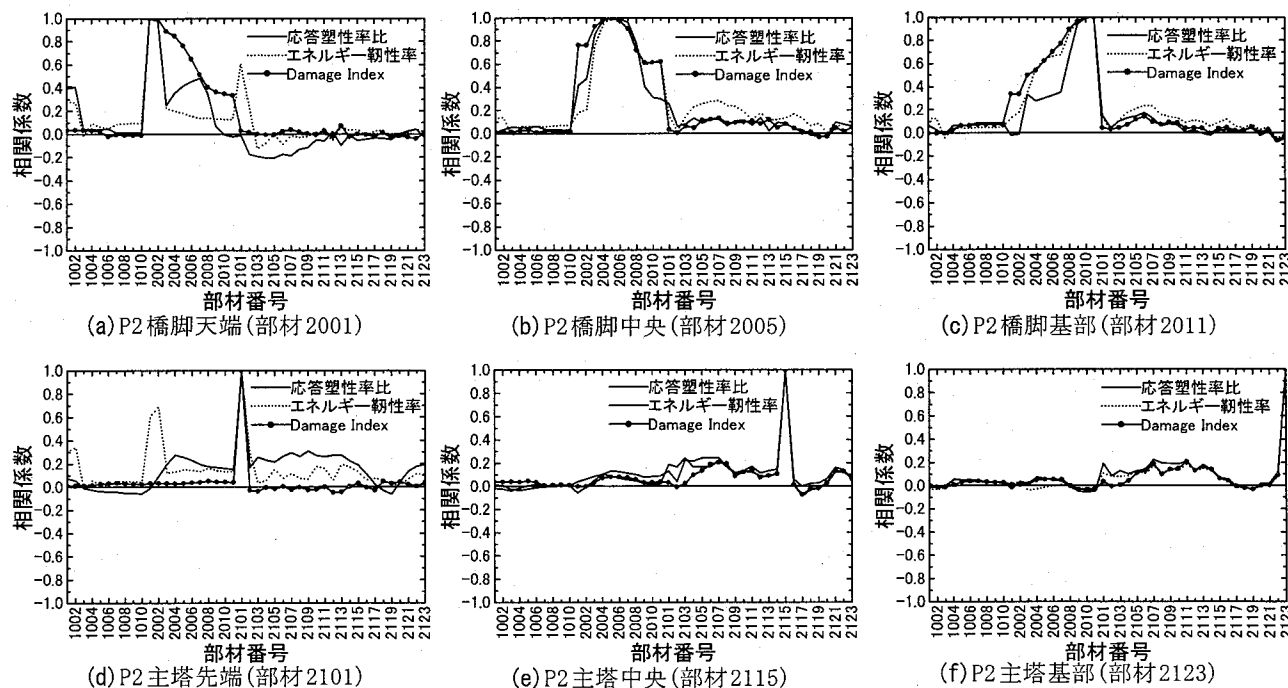


図-6 着目部材の損傷度指標と異なる部材の損傷度指標との相関係数

(2) P2橋脚の構造特性と各部材の損傷度指標との相関の検討(図-4)

P2橋脚の構造特性とP2橋脚の各損傷度指標との間には強い相関が見られるが、P1橋脚の損傷度指標との間には相関がほとんどないことがわかる。しかし、P1橋脚に比べて、P2主塔上の部材の損傷度指標との相関性がわずかに存在するように見える。これはP2橋脚はP1橋脚に比べてP2主塔に近い位置にあるためであると考えられる。

(3) P2主塔の構造特性と各部材の損傷度指標との相関の検討(図-5)

P2主塔の初期剛性はP2主塔の損傷度指標との間に負の相関があるだけでなくP2橋脚の損傷度指標との間にも負の相関がある。しかし前述したようにP2橋脚の構造特性とP2主塔の損傷度指標間にはほとんど相関はない。これはP2主塔はP2橋脚の上部にあって隣接しているから構造特性の影響を受けやすいためであると考えられる。また、ひび割れ発生点、軸方向鉄筋の降伏点および剛性低下率1はP2主塔上で最も損傷の大きい中央の部材(部材2115)の損傷度指標と負の相関を持つが、他の部材の損傷度指標とは相関性がない。また、剛性低下率2はどの部材の損傷度指標とも相関性がないことがわかる。これは、図-2(a)の応答塑性率比で示したように全体的に耐震性能Iを超過する部材が少なく、塑性化程度が小さいことが原因であると考えられる。

3.4 部材間の各損傷度指標の相関の検討

次に橋脚および主塔の着目部材の損傷度指標と異なる部材の損傷度指標との相関の検討を行った。ここでは着目部材としてP2橋脚の天端、中央、基部、P2主塔の先端、中央、基部の6部材を選択した。P1橋脚の部材はP2主塔とほぼ同様の傾向を示していたため割愛した。着目部材の損傷度指標と異なる部材の損傷度指標との相関係数を図-6に示す。ここでは、同一の損傷度指標間との相関を示している、異なる損傷度指標については考慮していない。

(1) P2橋脚の部材の損傷度指標と異なる部材の損傷度指標との相関の検討(図-6(a)(b)(c))

まず、P2橋脚の天端部、中央部、基部の3つの部材の損傷度指標と異なる部材との相関性の検討を行った。全体的な傾向として、P2橋脚上の部材の損傷度はP1橋脚、P2主塔上の部材の損傷度との間の相関は小さく、同じP2橋脚上の部材の損傷度との相関性が大きい。例外として、P2橋脚天端は応答塑性率比およびエネルギー靱性率においてP1橋脚天端の損傷度とわずかに正の相関が見られる。これはP1橋脚およびP2橋脚の天端は主桁を介して連動するためと思われる。また、エネルギー靱性率においてはP2橋脚天端とP2主塔先端の間に顕著に正の相関が見られるが、これらは

いずれも非常に小さなレベルの損傷である。次に、P2橋脚上の部材間の損傷度指標の相関について検討する。P2橋脚天端の損傷度との相関は天端から遠ざかるにつれて相関が小さくなっている。同様に、P2橋脚基部の損傷度との相関は、基部から遠ざかるにつれて徐々に相関性が小さくなっている。これらのことより、同一橋脚内の異なる部材間の損傷度は部材間距離が近いほど相関が高く、遠くなるにつれて徐々に相関が小さくなっていくことがわかる。

(2) P2主塔の3部材の損傷度指標と異なる部材の損傷度指標との相関の検討(図-6(d)(e)(f))

次に、P2主塔の先端部、中央部、基部の3つの部材の損傷度指標と異なる部材との相関性の検討を行った。全体的な傾向として、P2主塔上の部材の損傷は、P1、P2橋脚上の部材の損傷度との相関が小さいだけでなく、P2主塔上の他の部材の損傷度との相関も小さいことがわかった。これはケーブルの存在によって各部材に作用する力が分散され相関を弱めているものと考えられる。例外として、前述したが、エネルギー靱性率においてはP2主塔先端とP1およびP2橋脚天端周辺の部材とは、わずかに正の相関性が見られる。しかし、これらはいずれも非常に小さなレベルの損傷である。

4 入力地震動の不確定性を考慮した信頼性評価

4.1 模擬地震動の作成

前章までは地震動を確定量とし、構造特性のみを不確定要因としてモンテカルロシミュレーションを行った。しかし、構造物が実際に経験するであろう地震動は発生メカニズムや発生頻度、大きさなど未だ不明解な点が多い。そこで、本章では入力地震動に含まれる不確定性を確率変数として取り扱い、モンテカルロシミュレーションを行うことで、耐震信頼性に対する確率論的考察を行った。また、構造特性をばらつかせた際に行ったモンテカルロシミュレーションとの比較を行うため試行回数を1000回とした。

まず、モンテカルロシミュレーションを行うにあたって、文献¹⁵⁾を参考にスペクトル適合法を用い模擬地震動を作成した。スペクトル適合法による模擬地震動の作成フローチャートを図-7に示す。本研究では目標スペクトル、位相特性、有効継続時間の3つを不確定要因として考慮し、模擬地震動を作成した。

(1) 目標スペクトル

スペクトル適合法は、発生させた時刻歴波形を設定した目標スペクトルに一定誤差以内になるまで計算を繰り返すことによって模擬地震動を作成する。そこで本研究では与えた変動係数を基にスペクトルをばらつかせることにより目標スペクトルを1000個作成し、それらの目標スペクトル

1000個を基に模擬地震動1000波を作成した。目標スペクトルを1000個作成する際に用いた変動係数は実際の地震動記録の加速度波形の最大加速度を一律に振幅調整した上で、応答速度スペクトルを算出し、それらの値から変動係数を算出した。本研究では、福岡県西方沖地震、新潟中越地震、岩手県内陸南部地震、芸予地震、鳥取県西部地震の2種地盤で記録された加速度波形を南北方向および東西方向各々10波ずつ選択し、計100波の地震動記録を用いた。その結果応答スペクトルの変動係数が59.8%という結果が得られたので目標スペクトルの変動係数を60%に設定した。また、目標スペクトルの平均値には前述の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のタイプⅡ地震動の標準速度応答スペクトルを用いた。

(2) 位相特性

模擬地震動を作成する際に用いられる位相差分スペクトルは一様乱数を用いて作成される。本研究では一様乱数の組み合わせを様々に変えることによって位相特性の異なる1000通りの模擬地震動の作成を行った。

(3) 有効継続時間

本研究では加速度波形の有効継続時間の違いが応答値に与える影響を評価した。前述の100個の地震動記録の時刻歴波形を基に有効継続時間を求めた。そして最小の有効継続時間と最大有効継続時間の間を999等分し、1000通りの有効継続時間をもつ1000通りの模擬地震動を作成した。

以上作成した模擬地震動を入力地震動としてモンテカルロシミュレーションを行った。モンテカルロシミュレーションの試行回数は1000回とした。また、3つの不確定要因を組み合わせたケースについても解析を行った。解析検討ケースを表-4に示す。このとき3つの不確定要因の個々のばらつきは完全無相関であると仮定した。着目部位は3章の結果を考慮して、P1橋脚、P2橋脚、P2主塔において最も応答値が大きかった部材であるP1橋脚基部、P2橋脚基部、P2主塔中央とした。

4.2 モンテカルロシミュレーション結果

ケース1～ケース7および構造特性のみを変動させた時の応答塑性率比の平均値・標準偏差を図-8に示す。図中の凡例は変動させた要因を示す。エネルギー靱性率およびDamage Indexについては応答塑性率比とほぼ同様の結果が得られたので割愛した。

入力地震動をばらつかせたケース1～ケース7の平均値を比較すると、ほぼ同程度の値を示している。一方、構造特性をばらつかせたケースは、損傷度の大きい部材において、ケース1～ケース7を大きく上回る平均値を示している。これは、構造特性が同じであれば入力地震動のばらつきを考慮しても構造物の最大変形の平均値はほとんど変わ

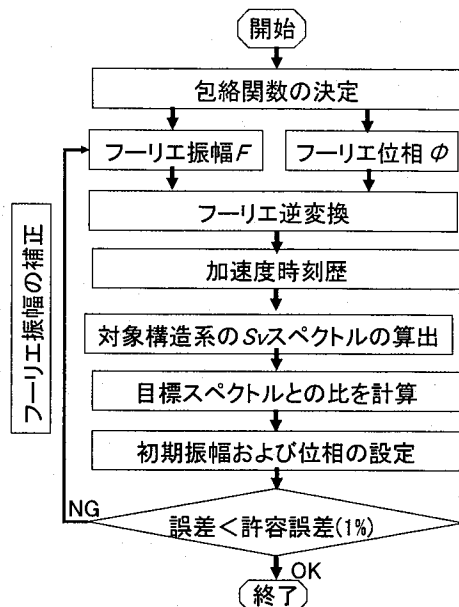


図-7 模擬地震動作成フローチャート

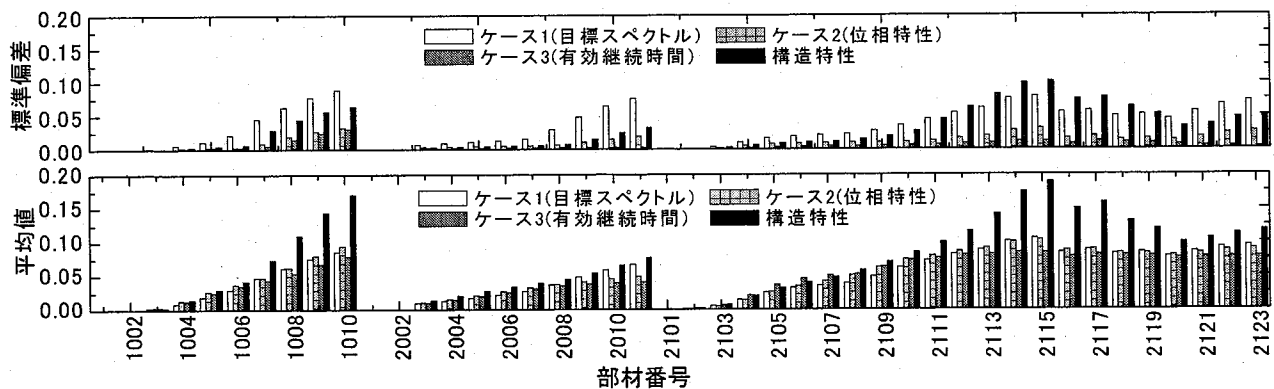
表-4 解析検討ケース

	目標スペクトル	位相特性	有効継続時間
ケース1	○	×	×
ケース2	×	○	×
ケース3	×	×	○
ケース4	○	○	×
ケース5	○	×	○
ケース6	×	○	○
ケース7	○	○	○

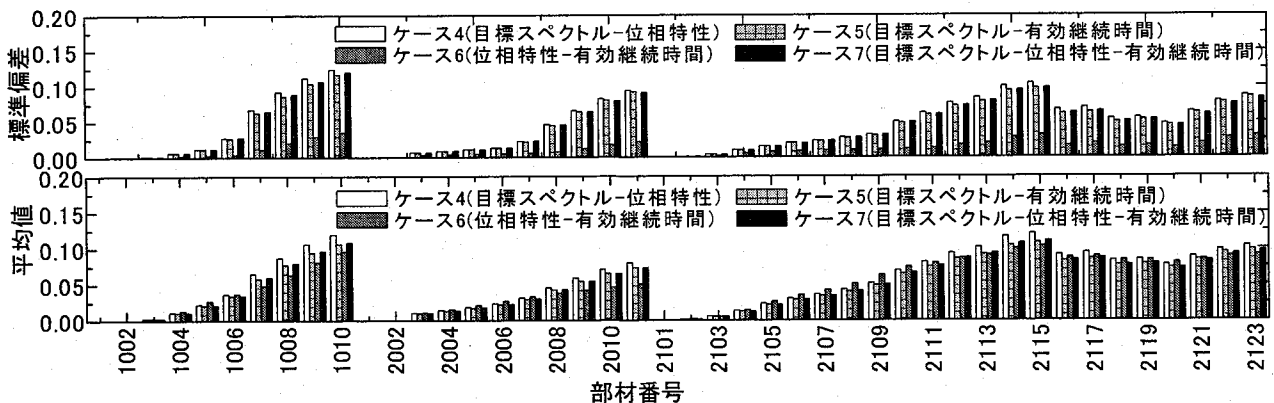
○:考慮 ×:非考慮

らないが、構造特性の変動を10%とした場合、非線形に入るか入らないかの境界にある部材が一度非線形領域に入ってしまうと剛性の勾配が小さくなり、変形量が大きくなるため、平均値が大きく評価されると考えられる。非線形領域の地震応答を対象とする場合は、速度応答スペクトルが同じであっても、加速度波形の振幅形状や継続時間が異なれば地震応答特性も異なる。本研究で用いたTYPEⅡ-Ⅱ-1波は、同じ速度応答スペクトルを有する加速度波形の中でも、本研究の解析モデルに対して大きな損傷を与える地震動であると推察される。

標準偏差を比較するとP1橋脚、P2橋脚の部材においてケース1の目標スペクトルを変動させたときが最も大きな値となっている。一方、P2主塔の平均値の大きい部材においては構造特性を変動させた解析結果の方がケース1を上回っている。これはP2主塔中央の部材はP2主塔自身の構造特性のばらつきだけでなく、ケーブルのばらつきの影響も受けるため、比較的大きな標準偏差が得られたと考えられる。しかし、標準偏差を平均値で除した変動係数について比較すれば目標スペクトルをばらつかせたケース1の変動係数が最も大きい。ケース1とケース4、5、7の標準偏差の値がほぼ同じ値をとっており、逆にケース2、3、6の



(a) ケース1～ケース3および構造特性を変動



(b) ケース4～ケース7を変動

図-8 各部材の応答塑性率比の平均値および標準偏差

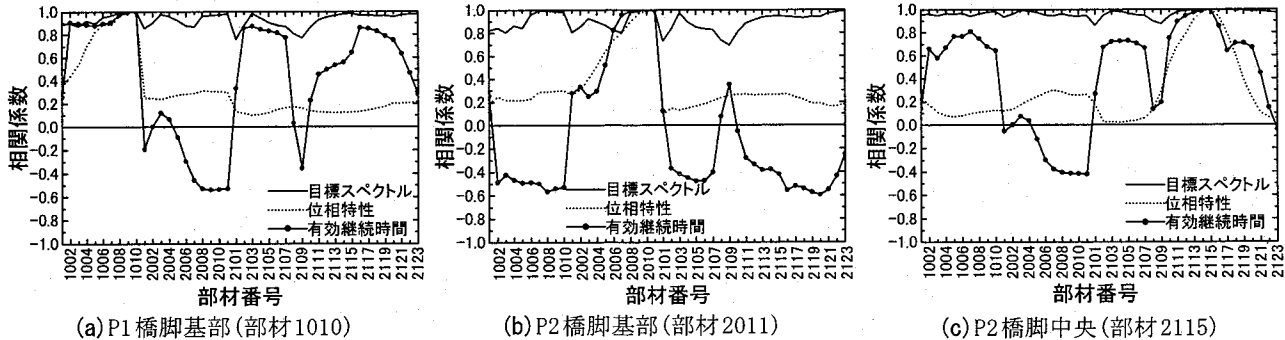


図-9 入力地震動の不確定性を考慮した時の部材間の応答塑性率比の相関係数

標準偏差は非常に小さい値となっている。このことより、入力地震動に含まれる不確定要因の中では、目標スペクトルのばらつきは応答値のばらつきに支配的に影響を及ぼし、位相特性および有効継続時間のばらつきが部材に与える影響は構造特性のばらつきのそれよりも小さいことがわかる。本解析は、対象モデルに対して地震動加速度が比較的小さく、塑性化程度が全体的に小さいことも原因であると考えられる。

本研究で用いた損傷度指標は、構造特性に関するパラメータだけが含まれており、入力地震動に関するパラメータは含まれていないが、この指標を用いて比較を行った結果、入力地震動のばらつきのみを考慮する場合は、構造特性をばらつかせた場合に比べて損傷度の平均値が小さくな

り、逆に変動係数が大きくなることがわかった。両方の不確定性を考慮することが重要であると考えられる。

4.3 部材間の損傷度指標の相関性の検討

入力地震動の不確定性を考慮した時のP1橋脚基部、P2橋脚基部、P2主塔中央と他の部材との応答塑性率比の相関係数を図-9に示す。目標スペクトルをばらつかせた時、いずれの部材間相関係数も1.0に近く正の相関性が非常に強い結果となった。このことより、損傷度の大きさの差はあるもののスペクトルが変化した場合は、全ての部材の損傷度が一様に増加または減少する傾向にあり、特定の部材の損傷のみが進展・減少するわけではないことがわかる。位相特性をばらつかせた時の相関係数の形状は3.3で示した構

造特性をばらつかせた時の形状と非常によく似ており、着目する部材と同一の橋脚もしくは主塔において着目部材から遠くなるにつれて相関が小さくなっている。これは、斜張橋が橋脚、主桁、主塔という性質の異なる構造部材で構成される地震時挙動の複雑な構造物であり、P1、P2橋脚およびP2主塔それぞれが損傷しやすい周波数特性が異なるためである。位相特性のみをばらつかせたケースは時間軸における周波数特性のみが異なる1000サンプルの地震動を用いたケースであるので、同じ橋脚内、主塔内にある部材間の損傷度指標の相関が高くなるものと考えられる。有効継続時間をばらつかせたときは、P1橋脚とP2主塔の間には正の相関が、P1橋脚、P2主塔とP2橋脚の間には負の相関が見られる。これは、有効継続時間が変化すると、P2橋脚の損傷が大きく(小さく)なることでP1橋脚、P2主塔の損傷が小さく(大きく)なる現象を表している。

5. 結論

本研究では、まず、2主桁複合斜張橋を対象として、構造特性の不確定性が橋梁全体解析と橋脚単体解析の結果の違いに及ぼす影響について考察を行った。その結果、いずれの損傷度指標においても橋梁単体解析は橋脚の損傷度を過小評価していることがわかった。このことから、地震時に複雑な挙動を示す構造物の耐震信頼性を評価する際は、着目したい部位だけを取り出して解析を行うのでは過小評価することになるので、橋梁全体系を考慮に入れた信頼性解析を行うことが必要であると考えられる。

次に、各部材の構造特性と損傷度指標の相関、および部材間の損傷度指標の相関について検討を行った。その結果、P1橋脚、P2橋脚の構造特性は自身の損傷度との相関のみ大きく、他の部材との相関は非常に小さい事、P2主塔の構造特性はP2主塔自身だけでなくP2橋脚の損傷度とも相関が高いことがわかった。部材間の損傷度の相関は、橋脚上の部材の損傷は同一橋脚上の付近の部材損傷との相関が高いが、他の橋脚または主塔の損傷との相関は小さい。主塔上の部材の損傷は橋脚の損傷との相関が小さいだけでなく、同一主塔上の隣接部材との相関も小さいことがわかった。

次に入力地震動に含まれる不確定性を幾つか挙げ、それらの変動が構造物の損傷度指標に与える影響について検討した。その結果、損傷度指標の平均値は各入力地震動の不確定要因に対してほぼ一定であり、構造特性の不確定要因を考慮したケースより全体的に小さな値となった。一方、損傷度指標の変動係数には顕著な差が見られ、目標スペクトルのばらつきの影響が支配的であり、構造特性のばらつきによる変動係数よりも大きくなることがわかった。このように構造特性のばらつきを考慮するだけでは、予想される損傷度の変動を過小評価することになり、また入力地震動のばらつきを考慮するだけでは、損傷度の平均値を過小

評価することになるので、構造特性と入力地震動の両方の不確定要因を考慮することが重要であると考えられる。

最後に、構造特性の不確定要因の変動係数は未だ不明瞭な点が多いことから、今後、より明確にする必要があると思われる。また、本論文の解析結果は限定されたモデルの一解析例であるので、今後様々なモデル、変動係数および地震動レベルに対しても検討を行うことが重要であると考えられる。

謝辞:本研究で用いた地震動観測記録はk-netの記録を使用させていただきました。関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 秋山充良, 土井充, 松中亮治, 鈴木基行: 構造系の信頼性を考慮したRC橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算, 土木学会論文集, No. 718/V-57, 1-17, 2002. 11.
- 2) 白木渡, 山本宏, 松原孝介: 鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp505-510, 1997. 3.
- 3) C. Cremona: Probabilistic approach for cable residual strength assessment, Engineering Structures, 25, pp377-384, 2003
- 4) Fabio Biobdini, Franco Bontempi, Dan M. Frangopol, Pier Giorgio Malerba: Reliability of material and geometrically non-linear reinforced and prestressed concrete structures, Computers & Structures, 82, pp1021-1031, 2004
- 5) 白木渡, 松保重之: 地震荷重を受ける鋼斜張橋の動的耐震信頼性, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp651-659, 1995. 3.
- 6) 大塚久哲, 古川愛子, 鈴木泰之: 構造物の不確定性および入力地震動の地域別発生確率を考慮した斜張橋の耐震信頼性評価, 地震工学論文集, 2005. 3.
- 7) 土木学会: 橋の動的耐震設計, 土木学会, 2003
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書耐震設計編V, 2001年
- 9) 井林康, 尾坂芳夫, 鈴木基行: 地震入力エネルギーと損傷指標を用いたRC橋脚の地震時損傷度評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp807-814, 2000. 3.
- 10) Park, Y.-J. and Ang, H.-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, pp722-739, April 1985.
- 11) Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. : A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures, Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, N.Y.
- 12) 家村浩和, 三上卓: 目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル, 土木学会論文集, No. 689/I-57, pp333-342, 2001. 10
- 13) 平田和太: 電力施設の耐震信頼性評価に関する研究, 九州大学学位論文, 1995.

14) W. F. CHEN: Handbook of STRUCTURAL ENGINEERING, 1997.

15) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.

(2005年9月10日受付)