

構造特性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

大塚久哲¹・古川愛子²・鈴木泰之³・別宮稔史⁴

¹九州大学大学院教授 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)

E-mail: otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

²九州大学大学院助手 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)

E-mail: furukawa@doc.kyushu-u.ac.jp

³(株)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本町4-9-11)

E-mail: y-suzuki@ctie.co.jp

⁴九州大学大学院修士課程 工学府建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail: t-betsu@doc.kyushu-u.ac.jp

構造物は、材料・幾何学特性や施工精度の変動性等、数多くの不確定要因を含んでおり、近年は信頼性解析により各種変動要因によって生じる耐震性能のばらつきを評価しようという機運がある。しかし、橋梁全体系の耐震信頼性評価を行った例は少ない。地震時に複雑な挙動を示す構造物では、系全体の相互作用を考慮に入れた信頼性解析を行うことは意義深いと考えられる。本研究では、斜張橋を対象としてモンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を行い、部材毎の変形性能、エネルギー吸収性能及び両者を考慮した損傷度指標を用いて斜張橋の耐震信頼性について確率論的検討を行った。さらに、地震危険度解析により地域毎・供用期間毎の地震発生確率を算定し、入力地震動の不確定性を考慮に入れた信頼性の評価を行い、補強計画への応用例を示した。

Key Words : seismic reliability, cable-stayed bridge, Monte Carlo simulation, fragility curve, hazard curve

1. はじめに

構造物は、材料・幾何学特性や施工精度の変動性等、数多くの不確定要因を含んでいるが、従来の確定論的な設計法では示方書で定められた確定量と安全率を用いることで所定の安全を確保してきた。この設計法ではどの程度の安全性が確保されているのかを厳密に把握することができない。

一方、欧米諸国の先進国では、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。信頼性設計法とは前述したような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はかり、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。

信頼性設計を行うための信頼性解析を行った研究として、最近では秋山ら¹⁾のRC橋脚の信頼性を考慮した安全係数の試算がある。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て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り、時々刻々と変化する動的な外力である地震動に対する信頼性評価を橋梁全体系に対して行った事例は見当たらない。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。

本研究では、経済的な構造形式として世界各国で施工されているが日本では道路橋としての施工実績がない2主桁複合斜張橋⁵⁾に着目し、構造物に含まれる様々な不確定要因のパラメータを変動させたモンテカルロシミュレーションを行い、耐震信頼性に対する確率論的検討を行った。耐震性を表す指標として、最大変形に着目した応答塑性率、累積吸収エネルギーに着目したエネルギー靱性率、これら両者を考慮したPark and Angの損傷度指標 DI を用いた。また、様々な入力地震動のレベル

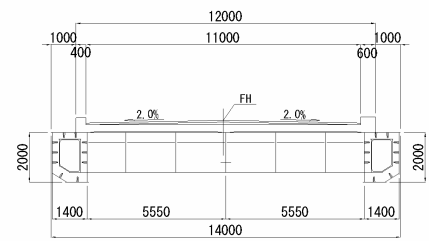
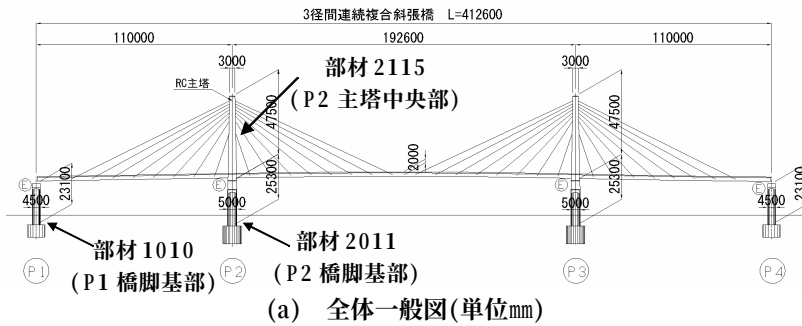


図-1 解析対象構造物

に対する損傷度指標を算定し、入力地震動のレベルに対する損傷度指標の相関や感度について考察を行った。また、地震危険度解析結果とモンテカルロシミュレーション結果を組み合わせることで、地域毎・供用期間毎の地震動の発生確率を考慮に入れた信頼性解析を行った。最後に、本解析結果の利用法の1例として、補強効果を終局塑性率の増加とみなし、要求される耐震性能を確保するために必要な終局塑性率を算定する手法について述べた。

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、主桁が2.5%、ケーブルが2.5%、主塔・橋脚が2%である。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。

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)

表-2 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	ヤング率	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	第1降伏点	10
	第2降伏点	10
	剛性低下率(第1～第2)	10
	剛性低下率(第2～)	10

2.3 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-2に示す。免震支承の復元力特性の変動係数は文献⁷⁾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⁸⁾を参考に決定した。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試行回数は1000回、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。本研究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、入力地震動は道路橋示方書⁶⁾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。

2.4 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。本研究では損傷度指標における評価式および指標値のばらつきは考慮していない。

表-3 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

	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
1010 (P1橋脚)	0.045	0.363	0.444
2011 (P2橋脚)	0.047	0.363	0.443
2115 (P2主塔)	0.091	0.391	0.473

(b) 損傷度指標 DI と損傷状態の関係

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

(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。

$$m_E = \frac{E_h}{E_a} \quad (1)$$

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。

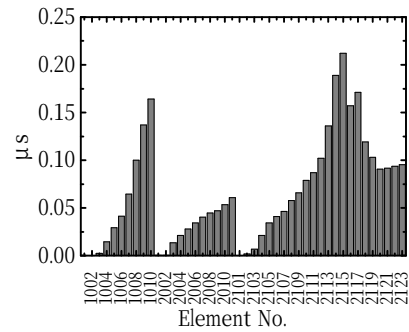
$$DI = \frac{m_d - 1}{m_u - 1} + \frac{b \cdot m_h}{m_u} \quad (2)$$

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。

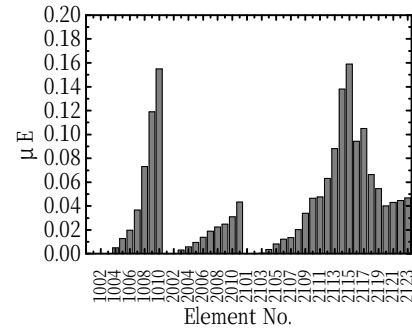
$$m_d = d_{\max} / d_y \quad (3)$$

$$m_u = d_u / d_y \quad (4)$$

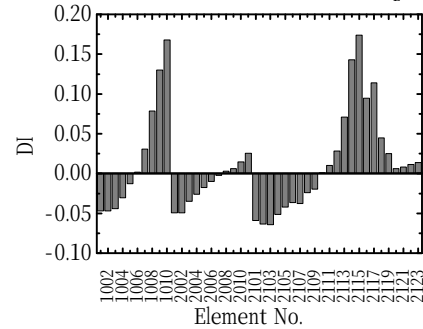
$$m_h = E_h / (P_y \cdot d_y) \quad (5)$$



(a) 応答塑性率 μ_s



(b) エネルギー靱性率 μ_E



(c) 損傷度指標 DI

図-2 確定量解析によって得られた各部材の損傷度

β 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 $\beta = 0.15$ 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 P_y は、履歴エネルギー及び降伏強度である。

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-3^{6),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。

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 確定量解析

モンテカルロシミュレーションを実施する前に、構造特性を確定量として取り扱い動的解析を行った。ここで用いた確定量は、モンテカルロシミュレーションで用いる構造特性の平均値に相当する。前章で示した3つの損傷度指標 μ_s 、 μ_E 、 DI を

表-4 モンテカルロシミュレーション結果

(a) 応答塑性率 μ_s

部材番号	確定量解析結果	平均値	変動係数(%)	95%非超過確率値	正規分布を仮定したときの95%非超過確率値
1010	0.164(5.2%)	0.173	35.0	0.278	0.272(2.2%)
2011	0.061(23.9%)	0.080	47.5	0.156	0.143(8.3%)
2115	0.212(10.1%)	0.191	55.8	0.402	0.367(8.7%)

(b) エネルギー靱性率 μ_E

部材番号	確定量解析結果	平均値	変動係数(%)	95%非超過確率値	正規分布を仮定したときの95%非超過確率値
1010	0.155(14.8%)	0.182	54.1	0.378	0.343(9.3%)
2011	0.043(48.4%)	0.084	90.8	0.250	0.21(16%)
2115	0.159(11.7%)	0.180	98.4	0.553	0.471(14.8%)

(c) 損傷度指標 DI

部材番号	確定量解析結果	平均値	変動係数(%)	95%非超過確率値	正規分布を仮定したときの95%非超過確率値
1010	0.168(8.7%)	0.184	48.9	0.349	0.333(4.6%)
2011	0.026(53.8%)	0.056	109.0	0.180	0.155(13.9%)
2115	0.174(11.5%)	0.156	106.0	0.497	0.427(14.1%)

各部材において算出した結果を図-2に示す。P1橋脚(部材1001～1010)においては基部である部材1010が3つの指標全てにおいて最も大きな値を示している。P2橋脚(部材2001～2011)においても同様に基部である部材2011の損傷が最も大きい。P2主塔(部材2101～2123)においては主桁から高さ16mの地点にある部材2115において最も大きい損傷度を示している。次章以降では、P1橋脚、P2橋脚、P2主塔それぞれの中で最も損傷度指標の大きい部材1010、2011、2115(図-1参照)について考察を行うこととする。

各部材の損傷度を比較すると、3指標ともに部材2011(P2橋脚)の損傷度が最も小さく、部材1010(P1橋脚)と部材2115(P2主塔)は同程度に大きい、やや部材2115の方が大きい結果となった。

表-3(a)の評価区分によれば、全ての部材は耐震性能2となる。表-3(b)の評価区分によれば、2部材1010と2115は中程度のひび割れが生じる使用可能状態、部材2011はひび割れなしの無損傷状態であることになり、道路橋示方書によって設計された本構造物は地震動TYPE II - II - 1を受けても修復可能な状態に留まることになる。

3.2 モンテカルロシミュレーション結果

モンテカルロシミュレーションから算定された各損傷度指標の平均値、変動係数、95%非超過確率値を表-4に示す。比較のため、確定量解析から得られた値と、損傷度指標が正規分布に従うと仮定して平均値と分散から計算された95%非超過確率値を併せて示す。95%非超過確率値とは得られた応答値の密度分布における信頼区間の上限値のことで本研究では95%を例にとって評価を行った。この値については今後の検討が必要と思われる。

(1) 損傷度指標の変動係数の部材毎の比較

まず初めに、3部材(P1橋脚基部1010、P2橋脚

基部2011、P2主塔上の部材2115)の変動係数の比較を行う。3指標ともに、P1橋脚基部1010の変動係数が最も小さく、P2橋脚基部2011とP2主塔上の部材2115の変動係数が非常に大きい。P1橋脚基部の変動係数が最も小さい理由としては、P1は最も端の橋脚であり、ばらつきに影響を与えるのは主に橋脚自身と免震支承の構造特性のばらつきであり、主塔やケーブルなどの不確定性の影響を受けにくいためであると考えられる。逆にP2主塔上の部材2115の変動係数が大きい理由としては、主塔自身のばらつきの他に、P2橋脚、桁、ケーブルなどのばらつきの影響を強く受けるため、P2橋脚基部2011についても同様に、橋脚自身のばらつきの他に、P2主塔や桁などのばらつきの影響を受けるためであると考えられる。このことは、別途静的解析によって実施した感度解析結果からも明らかになっている。また、構造特性の不確定要因の変動係数が10～20%であるのに対し、応答値の変動係数は最大で109%、最小で35%になっている。このように入力値に比べて出力値の変動係数が大きい理由として、部材の応答値に影響を及ぼす不確定要因が数多くあり、不確定要因の各々が独立に応答値に影響を及ぼすため、それらの相乗効果によって応答値の変動係数が大きくなったと考えられる。

(2) 変動係数の損傷指標毎の比較

塑性率とエネルギー靱性率の変動係数を比較すると、全ての部材においてエネルギー靱性率の変動係数の方が遥かに大きな値を示している。この理由として、塑性率は応答曲率の最大値だけを取り出すのに対して、エネルギー靱性率は全継続時間に渡って吸収されるエネルギーの累積値を取るため、よりばらつきが大きくなるためであると考えられる。現行の耐震設計では構造物の不確定性を部分安全係数という形で考慮している。この部

分安全係数を適切に評価するための研究が数多く行われている¹⁾。既往の大部分の研究では、塑性率に相当する最大変形量に対する検討によって決定しようとしている。しかし、構造物の損傷を何によって定義するか、すなわち、最大変形と考えるのか累積吸収エネルギーと考えるのかによって結果のばらつきが大きく異なることになり、導かれる部分安全係数の値も大きく異なってくると考えられる。静的な破壊の場合は過度の変形によって破壊を起こすため、最大変形量で評価すればよいが、動的な観点からは繰り返しの塑性変形によって破壊を起こすため、累積吸収エネルギーによって評価することも重要であると考えられる。この場合は、最大変形で評価する場合よりも損傷度指標のばらつきが大きくなる。

一方、 DI は最大変形と累積吸収エネルギー両者の重み付き平均である。部材の破壊のシステムが最大変形によるものか累積吸収エネルギーによるものか特定できない場合は、両者を考慮している DI を用いることにより、部材の損傷状態をより合理的に評価することが可能となると考えられる。

(3) 確定量解析結果との比較

確定量解析から得られた損傷度指標とモンテカルロシミュレーションから得られた損傷度指標の平均値とを比較する。表-4の確定量解析結果の括弧に記した値は、モンテカルロシミュレーションから得られた平均値を真値としたときの確定量解析結果との差を平均値で除した値の百分率である。変動係数はP2橋脚基部2011とP2主塔上の2115が同程度の大きな値を示したが、誤差率はP2橋脚基部である部材2011が最大であった。部材2115の応答塑性率と DI 以外は全て平均値が確定量解析結果を上回っている。この理由として、非線形に入るか入らないかの境界にある部材の場合、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るため変形量がより大きくなるためであると考えられる。部材2011の誤差率は大きく、エネルギー・ DI では平均値は確定量結果の約2倍となっている。また、P1橋脚基部の部材1010を表-3(b)に示した DI の評価区分に従って分類すると、確定論的解析結果では中程度のひび割れで使用可能、確率論的解析結果の平均値ではかぶりコンクリートの剥離で修復可能という評価となる。以上により、モンテカルロシミュレーションの平均値を真値と仮定すれば、確定量解析結果は危険側の評価となる可能性があることがわかった。

(4) 95%非超過確率値の比較

モンテカルロシミュレーションから求まる損傷度指標の95%非超過確率値と、損傷度指標が正規分布に従うと仮定して平均値と分散から決定された95%非超過確率値との比較を行う。95%非超過確率値は、正規分布を仮定した場合には信頼性指標 $\beta = 1.645$ に相当する。表-4の正規分布を仮定

したときの上限値の括弧に記した値は、モンテカルロシミュレーションから得られた値を真値としたときの正規分布との誤差率の百分率である。変動係数の大きかった部材2011と2115の誤差が非常に大きい結果となった。また、正規分布を仮定した95%非超過確率値は、全ての部材、全ての損傷度指標において過小評価となることがわかる。

DI の95%非超過確率値を表-3の区分によって評価すれば、1000の斜張橋のうち50橋梁において、部材1010と2115は鉄筋剥き出しの修復不可能状態に、部材2011はかぶりコンクリート剥離の修復可能状態となる。

以上の検討・考察により、変動係数の大きい他の部材との関連の大きい部材ほど、確定論的解析結果は確率論的解析結果の平均値との差が大きくなり、正規分布から遠ざかり、95%信頼性区間は正規分布から推定したものと大きく異なることがわかった。また確定論的解析結果や正規分布を仮定した推定値は損傷度を過小評価することがわかった。斜張橋のように、構造部材相互の干渉の大きい複雑な構造物においては、橋梁全体系を考慮した上で、確率論的な評価を行うことが重要であると考えられる。

4. 様々なレベルの入力地震動に対する信頼性解析

4.1 解析概要

前章で用いた入力地震動の最大加速度(686.81gal)を100galから1000galまで100gal毎に振幅調整し、各最大加速度に対して先程と同様のモンテカルロシミュレーションを実施した。

4.2 各最大加速度に対する損傷度指標の値

各損傷度指標に関して、確定量解析によって得られた値、モンテカルロシミュレーションによって得られた平均値、995%非超過確率値、正規分布を仮定して平均値と分散から算出した95%非超過確率値を、各最大加速度に対して図示したものを図-3, 4, 5に示す。また、1000サンプルそれぞれから算出された値を点で示す。

(1) 各部材と損傷度指標との関係

図-3, 4, 5より、P1橋脚基部(部材1010)、P2橋脚基部(部材2011)、P2主塔上の部材(部材2115)それぞれについて、各最大加速度(PGA: Peak Ground Acceleration)に対する損傷度指標を比較する。

まず、PGAに対する損傷度指標の相関について考察する。P1・P2橋脚基部については、3つの損傷度指標全て、PGAの増加とともに確定量結果・平均値・95%非超過確率値は増加している。P2主塔上の部材2115については、PGAが700gal以上では応答塑性率比の増加の割合が小さくなっている。

次に、損傷度指標の平均値を用いて各部材の損

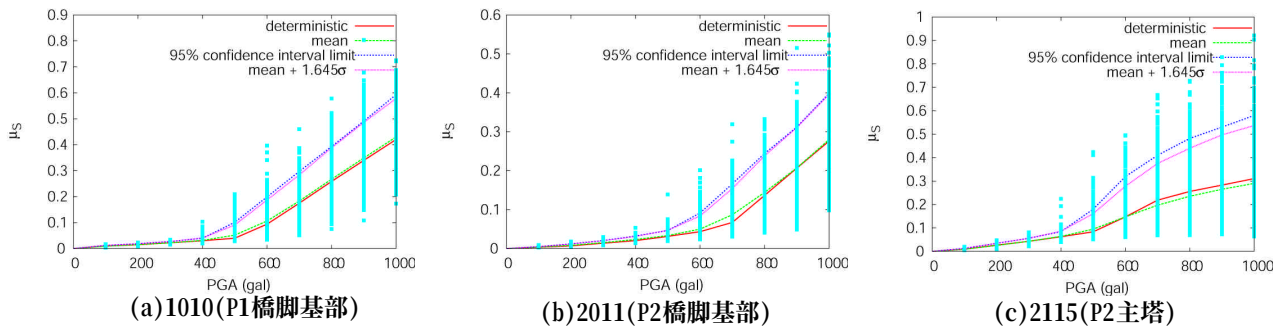


図-3 各PGAに対する応答塑性率 μ_s

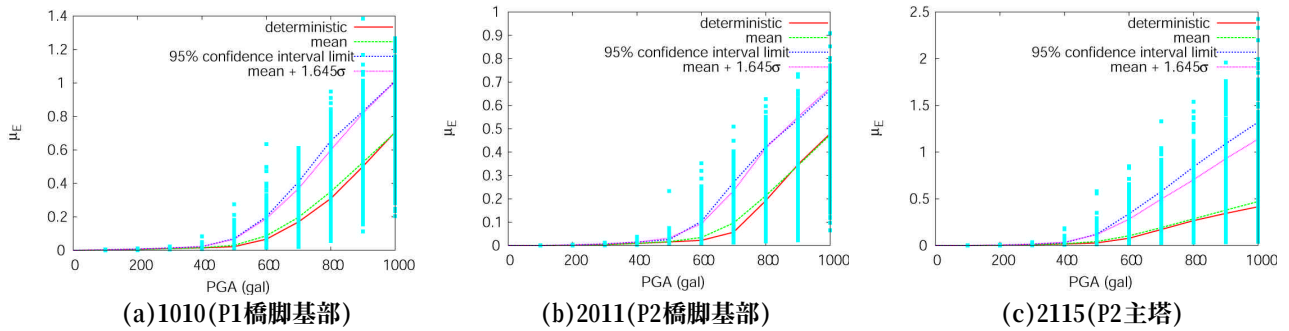


図-4 各PGAに対するエネルギー靱性率 μ_E

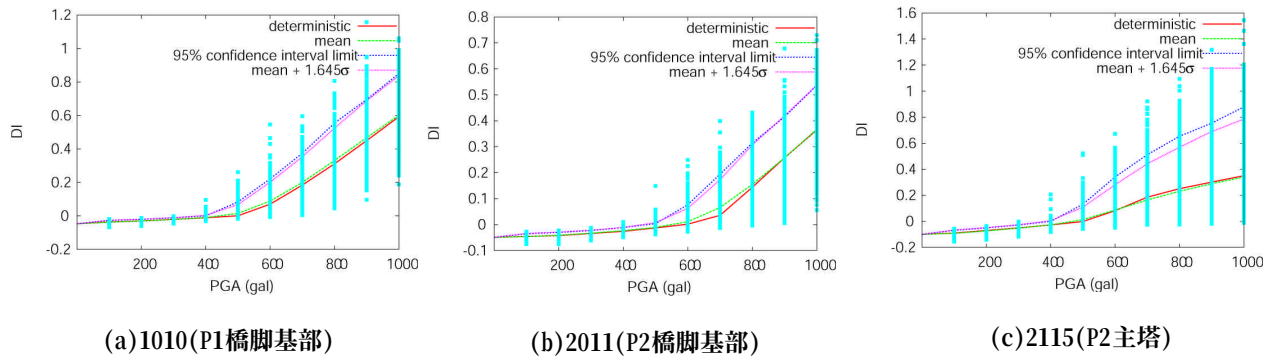


図-5 各PGAに対する損傷度指標 DI

傷度を比較する。前章で検討を行った686.81galでは、P1橋脚基部の部材1010とP2主塔上の部材2115は同程度の損傷度であったが、1000galでは部材1010の損傷度が部材2115の損傷度を大きく上回っている。95%非超過確率値で比較すれば、686.81galでは部材2115の方が大きかったが、1000galでは部材1010と部材2115の損傷度は同程度となっている。想定される入力地震動のレベルによって、また平均値で評価するのか95%非超過確率値で評価するのかによって、最もクリティカルとなる部材が変わってくることがわかる。

次に、損傷度の平均値と、最大・最小値との関係について考察する。P1・P2橋脚基部は、3指標ともに、平均値は1000サンプルの最大値と最小値の中央付近に位置しているのに対し、P2主塔上の部材2115は非常にばらつきが大きく、平均値は、最大・最小値の中間値よりも遥かに小さい値を示していること、平均値を大きく上回るサンプル数が多いことがわかる。

また、モンテカルロシミュレーションから得ら

れる95%非超過確率値と正規分布を仮定して平均値と分散から得られる95%非超過確率値との差は、主塔上の部材2115において、入力地震動が大きくなるとともに大きくなっており、正規分布から大きく外れることがわかる。前章で述べたように、主塔は非常に多くの部材との相互干渉効果を受けるので、ばらつきが大きくなるものと考えられる。

(2) 各損傷度指標の比較

P2主塔上の部材2115について応答塑性率比とエネルギー靱性率を比較すると、エネルギー靱性率は繰り返しの塑性変形を考慮するため、応答塑性率比が加速度の増加に対して横ばい状態になる700galを超える領域においても、一様に増加していることがわかる。また、 DI の平均値の増加の傾向は応答塑性率比と似ているが、95%非超過確率値については、PGAの増加とともに一様に増加し、エネルギー靱性率と近い傾向を示している。これは、PGAの増加とともに、損傷が大きくなり、 DI

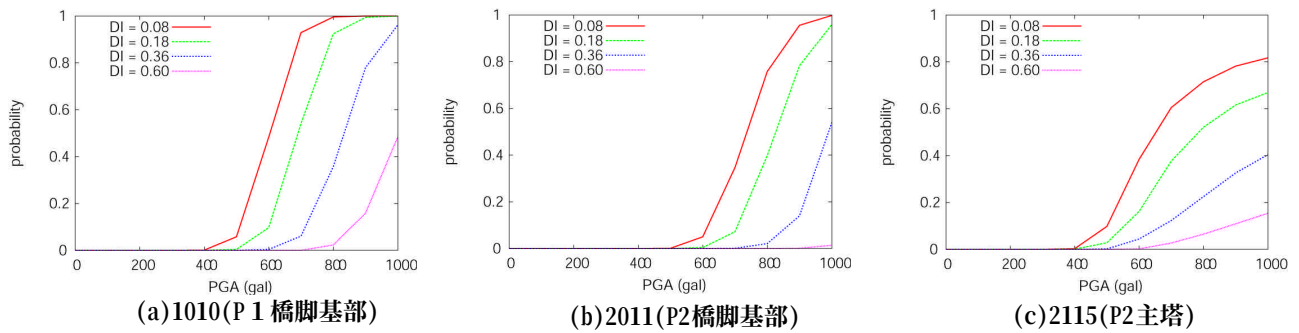


図-6 損傷度指標DIに関するフラジリティカーブ

に占める累積吸収エネルギーの項の割合が大きくなるためであると考えられる。

4.3 フラジリティカーブの算出

表-3に示した損傷度指標 DI の各限界状態を超過する確率を、各PGAに対して求めることで、フラジリティカーブを算出した。図-6に各部材のフラジリティカーブを示す。応答塑性率・エネルギー靱性率のフラジリティカーブについては省略するが、同様の傾向を示している。

P1・P2橋脚基部の部材1010及び2011では、600gal以降ではフラジリティカーブの勾配が急でありPGAが僅かに変化するだけで損傷度が大きく変わるが、P2主塔上の部材2115の傾きはなだらかなり、PGAの変化に対する感度が低いことがわかる。これは前節での考察と同様である。 $DI=0.60$ は、構造物が崩壊に至る限界値であるが、P1橋脚基部の部材1011では、1000galのとき約50%の割合で崩壊に至ることとなる。ただし、フラジリティカーブがなだらかな部材2115は各限界状態の破壊確率が小さい範囲においてカーブが急な部材に比べて各破壊確率が大きくなっている。

本章のように異なるPGAに対してモンテカルロシミュレーションを実施することで、入力加速度の大きさに対する損傷度の感度を部材毎に知ることが出来る。道路橋示方書に示されたType-II-II-1を用いた確定量解析ではP2主塔上の部材2115が最も損傷度指標が大きくクリティカルであると評価されるが、不確定性を考慮すると、入力大きさによって、また平均値で評価するのか信頼区間の上限値で評価するのかによって、損傷度がクリティカルとなる部材が異なってくる。

5. 入力地震動の不確定性を考慮した信頼性解析

5.1 地震危険度解析

前章までは地震動を確定量とし、構造パラメータのみを不確定要因として取り扱いモンテカルロシミュレーションを実施した。また、地震動の振幅調整を行い、異なる最大加速度PGAに対する損傷度を算定することで、PGAに対する損傷度指標の分布や感度並びにフラジリティカーブを得るこ

とができた。

しかしながら、構造物が経験するであろう地震動は、周辺の地盤特性や活断層などの影響を強く受けることから、実際の構造物の耐震信頼性を評価する際は、入力地震動の建設地点別の発生確率をも考慮に入れることが重要であると考えられる。そこで本研究では、地震危険度解析から得られた地域別のPGAの確率分布と、異なるPGAに対するモンテカルロシミュレーション結果を用いて、構造物の建設地点毎・供用期間毎の損傷度を算出した。本研究で採用した地震危険度解析は、建築構造物荷重指針・同解説¹³⁾に基づいた手法である。

5.2 任意の供用期間における最大加速度の確率密度分布

(1)地震ハザード曲線から任意の供用期間における最大加速度の確率密度分布への変換方法

地震ハザード曲線は、横軸に最大加速度 a を、縦軸に年超過確率 $q(a)$ を示したものである。これを

$$P(a) = 1 - (1 - q(a))^r \quad (6)$$

供用期間 r 年のハザード曲線(確率分布関数)に書き換える場合、縦軸の r 年超過確率 $P(a)$ は、年超過確率 $q(a)$ と供用年数 r を用いて以下のように変換される。

$$p(a) = -dP(a)/da \quad (7)$$

以上により求めた確率分布関数 $P(a)$ を次式のように微分することにより、最大加速度 a の確率密度関数 $p(a)$ を求めることができる。

(2)代表的な地点での最大加速度の確率密度関数

本研究では、国内の代表的な地点として、東京、静岡、京都、福岡を採用し、供用期間50年、100年、150年、200年に対する入力地震動の最大加速度の確率密度分布を求めた。図-7に各地点での地震ハザード曲線を、これより算出した供用期間100年及び200年での最大加速度の確率密度関数を図-8に示す。地域別の比較より、東京・静岡において大きなPGAを経験する可能性の高いこと、福岡が大きな地震を経験する可能性の低いことがわかる。

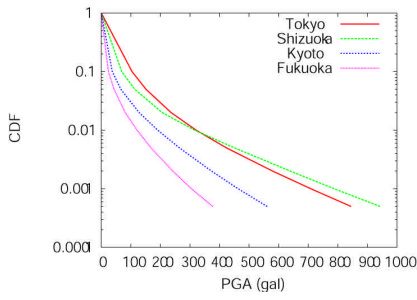
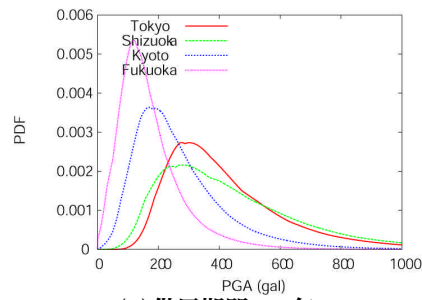
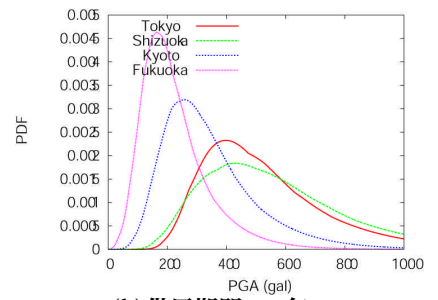


図-7 地震ハザード曲線¹³⁾

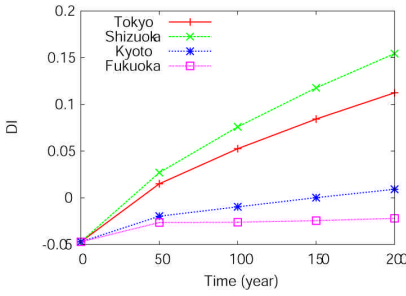


(a) 供用期間100年

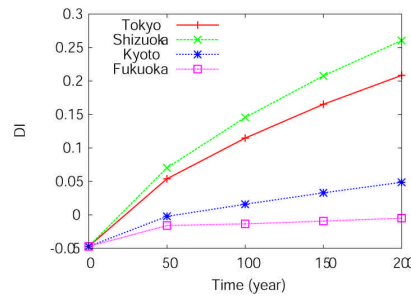


(b) 供用期間200年

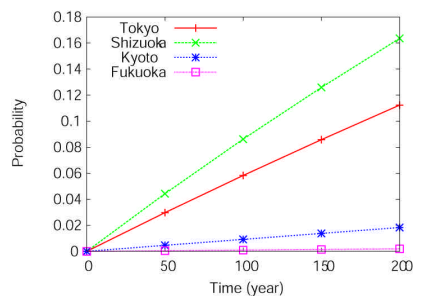
図-8 地震動確率密度分布



(a) DIの平均値

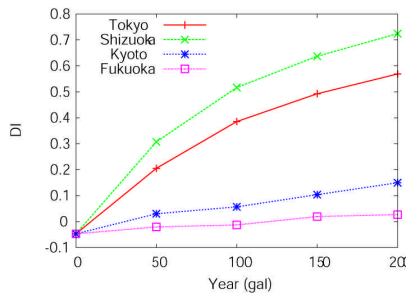


(b) DIの95%非超過確率値

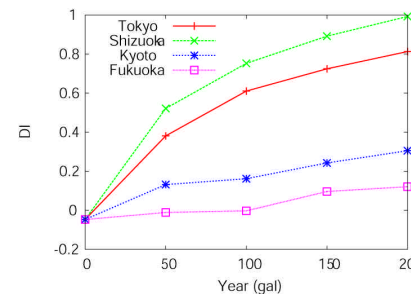


(c) DI=0.36の超過確率の期待値

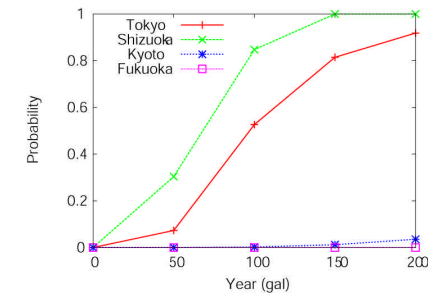
図-9 入力地震動の地域別発生確率を考慮した各指標・超過確率の期待値 (P1 橋脚基部・部材1010)



(a) DIの平均値

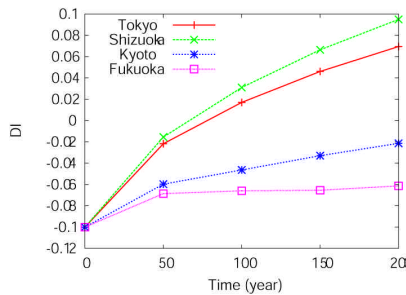


(b) DIの95%非超過確率値

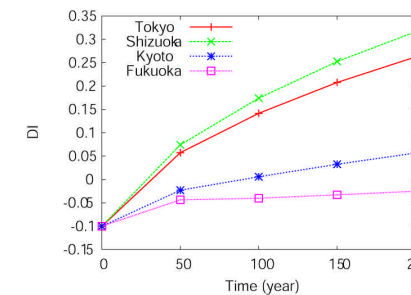


(c) DI=0.36の超過確率

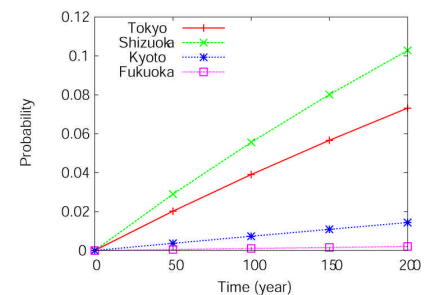
図-10 入力地震動の地域別発生確率の95%非超過確率値における各指標・超過確率 (P1 橋脚基部・部材1010)



(a) DIの平均値

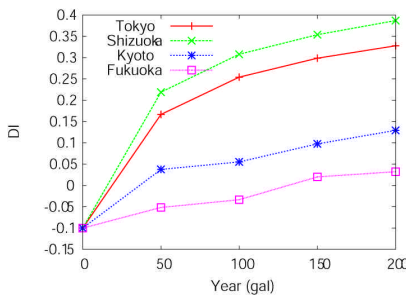


(b) DIの95%非超過確率値

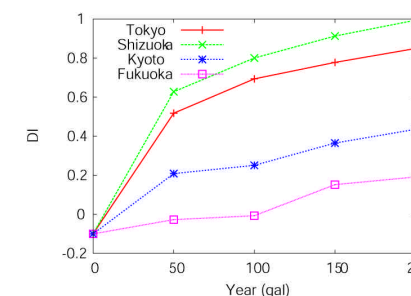


(c) DI=0.36の超過確率の期待値

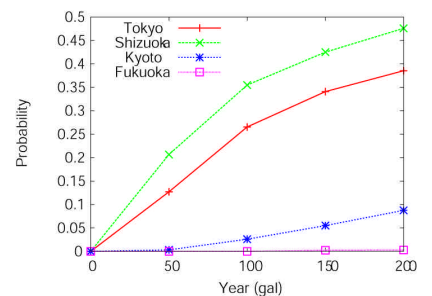
図-11 入力地震動の地域別発生確率を考慮した各指標・超過確率の期待値 (P2 主塔・部材2115)



(a) DIの平均値



(b) DIの95%非超過確率値



(c) DI=0.36の超過確率

図-12 入力地震動の地域別発生確率の95%非超過確率値における各指標・超過確率 (P2 主塔・部材2115)

また、供用期間が長くなるほど、想定される最大加速度のレベルが大きくなることもわかる。

5.3 入力地震動の地域別発生確率を考慮した耐震信頼性評価

前章で示した各PGAに対する損傷度指標 DI の平均値、95%非超過確率値、崩壊はしないが修復が不可能な限界状態($DI=0.36$)の超過確率と、地震危険度解析から得られた各供用期間に対するPGAの確率密度分布から、供用期間毎の期待値を算定した。図-9,11に、P1橋脚基部(部材1010)とP2主塔(部材2115)について結果を示す。

次に、PGAの分布から95%非超過確率値となる最大加速度を求め、その加速度に対する損傷度指標 DI の平均値、95%非超過確率値、崩壊はしないが修復が不可能となる限界状態の超過確率を算定した。図-10,12にP1橋脚基部(部材1010)とP2主塔(部材2115)について結果を示す。

いずれの部材も、いずれの指標も、静岡、東京、京都、福岡の順に損傷の危険度が高く、京都・福岡では損傷の危険度が非常に低いことがわかる。このように、地震ハザード曲線から推定されたPGAの確率密度分布と各PGAに対するモンテカルロシミュレーション結果と照らし合わせることで、非常に具体的な形で損傷の程度を明示することが可能となる。

図-9と図-10の比較、図-11と図-12の比較より、当然の事ながら最大加速度の95%非超過確率値を用いた(図-10と図-12)方が損傷は大きくなる。図-9や図-11の各限界状態確率は地震動の確率密度関数と fragility カurve の積を $PGA=0 \sim \infty$ で積分したものであり、各着目する期間における各指標・超過確率の期待値である。想定される最大の地震に対して耐震信頼性を評価したい場合は期待値だけでなく、非超過確率値における耐震信頼性の評価を行うことも重要である。

また、破壊確率の高い東京と静岡について、部材1010と2115が「修復不可能となる限界状態($DI=0.36$)」を超過する確率を各供用期間において比較すると(図-10(c)、図-12(c))、静岡においては全ての供用期間において、部材1010の方が超過確率は大きい、東京においては、供用期間50年では部材2115の方が、それ以外の供用期間では部材1010の方が大きな超過確率を示している。

このように、構造特性に同程度の不確定性を持った構造物であっても、地域毎、供用期間毎によって、破壊の程度だけでなく、クリティカルとなる部材も異なってくるため、想定する供用期間と建設地点の地震の発生確率を考慮に入れた上で建設計画を立てる必要がある。

5.4 本研究で実施した信頼性解析結果の利用法に関する一考察

本研究では、構造特性のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを様々なPGAに対し

て実施した結果と、地震危険度解析結果から変換されたPGAの地域別の発生確率を組み合わせることで、地域別の構造物の損傷度指標及び限界状態の超過確率を各供用期間に対して算出し、図-9～12のようなデータを得ることができた。

損傷度指標である DI は終局塑性率によって支配され、補強などによって終局塑性率を増加させることで、図9～12に示した DI の値は減少すると考えられる。

構造物に要求する性能として、例えば、建設地点は東京、供用期間を100年として、PGAの95%非超過確率値となる加速度における部材1010の平均的な損傷(図-12(a)に相当)を、修復可能な状態に留めたいと仮定する。このとき表-3より DI は0.36に抑えたらよいことがわかる。部材1010の終局塑性率は22.3である。図-10(a)より、供用期間50年では DI は0.36以内であるが、供用期間100年では $DI=0.526$ となり、「修復可能」の限界状態を超えてしまうことになる。終局塑性率を様々な変化させて DI の計算を行ったところ、目標となる終局塑性率を約32.2にすれば、供用期間100年において DI が0.36以内に収まることが確認された。この DI の再計算においてはモンテカルロシミュレーションを再計算する必要はなく、 DI を算出する際の分母が変更となるだけである。鋼板巻き補強などにより、終局塑性率の改善を図れば、この目標終局塑性率は実現され得ると考えられる。

以上のように、建設地点における、想定する供用期間での損傷度指標 DI を計算し、それが目標となる性能に達していないときは目標性能を確保するために必要な終局塑性率を計算し、それを実現するための補強工法を検討すればよいこととなる。

6. 結論

本研究では、2主桁複合斜張橋を対象として、構造特性のばらつきを考慮した信頼性解析を行い、各部材の損傷度指標の評価を行った。得られた知見は以下の通りである。

(1) 損傷度指標のばらつきの大きさは部材毎に異なり、ケーブルや主桁、橋脚など多くの他の部材との干渉効果の影響を受ける主塔の変動係数が非常に大きく、桁端にあるP1橋脚はばらつきが小さい。
(2) 最大変形、累積吸収エネルギーに基づく損傷度指標である応答塑性率とエネルギー靱性率の変動係数を比較したところ、エネルギー靱性率の方が変動係数が大きいことがわかった。部材の損傷を過度の変形で壊れる靱性破壊とみなすか、繰り返しの変形によって壊れるエネルギー吸収破壊とみなすかによって考慮すべきばらつきが大きく異なる。

(3) モンテカルロシミュレーション結果の平均値を真値とした場合、確定量解析結果は過小評価となり危険側の評価となる可能性がある。

(4) モンテカルロシミュレーションより算定された95%非超過確率値を真値とした場合、正規分布を

仮定して平均値・分散から推定される値は過小評価となり、危険側の評価となる。

また、様々な最大加速度に対してモンテカルロシミュレーションを実施することにより、各PGAに対する損傷度指標の関係、フラジリティカーブを算定し、以下の知見が得られた。

(5) 入力の大きさによって、また平均値で評価するのか信頼区間の上限値で評価するのかによって、最も損傷度の大きいクリティカルとなる部材が異なってくる。

(6) 部材毎に、PGAに対する感度は異なり、橋脚はPGAの増加とともに破壊確率が急激に増加するが、主塔ではある程度以上のPGAではPGAの増加に対して破壊確率は横ばいとなる。ただし、フラジリティカーブがなだらかな部材2115は各限界状態の破壊確率が小さい範囲においてカーブが急な部材に比べて各破壊確率が大きくなっている。

最後に、地震危険度結果から変換された地域別・供用期間別の最大加速度の確率密度分布を算定し、モンテカルロシミュレーション結果と組み合わせることで、地域毎・供用期間毎の損傷度について評価を行った。解析結果の利用法として、目標とする性能水準をDIによって規定し、それを実現するために必要な目標終局塑性率を算定し、補強計画に生かす応用例を示した。

本研究では不確定要因として構造特性の不確定性を選出し、これらの影響を評価した。今後の課題として、入力地震動および地盤との相互作用ばね等に含まれる不確定性を考慮した信頼性評価を行う予定である。

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) 大塚篤生, 鈴木泰之, 大塚久哲: 米国で建設された2主桁複合斜張橋の国内における適用性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.150A, pp567-574, 2004.3.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書耐震設計編V, 2001年
- 7) 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.
- 8) W.F.CHEN: Handbook of STRUCTURAL ENGINEERING, 1997.
- 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, 333-342, 2001, 10
- 13) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 1993年
(2005.3.14 受付)

RELIABILITY ANALYSIS OF CABLE-STAYED BRIDGE CONSIDERING UNCERTAIN STRUCTURAL PROPERTIES AND INPUT GROUND MOTION

Hisanori OTSUKA, Aiko FURUKAWA, Yasuyuki SUZUKI, Toshifumi BETSUMIYA

Structures contain a lot of uncertain factors, such as variations in material and geometrical characteristics. Reliability analysis evaluating variations in structural performance caused by these various variation factors is therefore very important. It is also meaningful to analyze seismic reliability of the entire system if the structures show complex behavior during earthquakes. This study conducted reliability analysis of the whole system of a cable-stayed bridge and evaluated its seismic performance using damage indices which account for (a) maximum deformation; (b) cumulative damage; (c) both maximum deformation and cumulative damage. Regional earthquake occurrence probabilities are evaluated using seismic risk analysis, and seismic reliability considering both uncertainty in structural properties and difference in earthquake occurrence probability.