

免震橋梁における橋脚基部の 副次的非線形性に関する確率論的考察

A probabilistic evaluation of secondary nonlinearity at the bottom of a concrete pier of seismically isolated bridge

松田 泰治*, 高森 麻有美**, 大塚 久哲***

Taiji Mazda, Mayumi Takamori, Hisanori Otsuka

*博(工) 熊本大学教授 工学部環境システム工学部門 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)

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

***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)

Recently, the trend is changing from the conventional design method based on specification criteria to the performance based design (PBD), which is based on performance criteria. Reliability analysis is one of the important research items in seismic performance based design.

This paper presents Monte Carlo simulation reliability analysis of RC isolated bridge based on results of dynamic analysis considering uncertainty of material properties of two structural members e.g. the pier and laminated rubber bearing. Then, the distribution characteristics of dynamic responses of these members were discussed. Furthermore, what the primary nonlinear and the secondary nonlinear should be was discussed in term of probability. According to the evaluation, we assume that yield strength of the concrete pier could be reduced.

Key Words: seismic reliability, highway bridges, simulation, Monte Carlo simulation, secondary nonlinearity

キーワード: 耐震信頼性, 道路橋, モンテカルロシミュレーション, 副次的非線形

1. はじめに

構造物の設計を行う際には、供用期間における安全性と機能性を十分に確保することが基本条件である。十分な安全性を確保した設計を行うということは絶対に損傷しないものを作るということではなく、損傷を許容される範囲以下とすることである。従来の仕様規定型の設計法では仕様書に与え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。しかし、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。

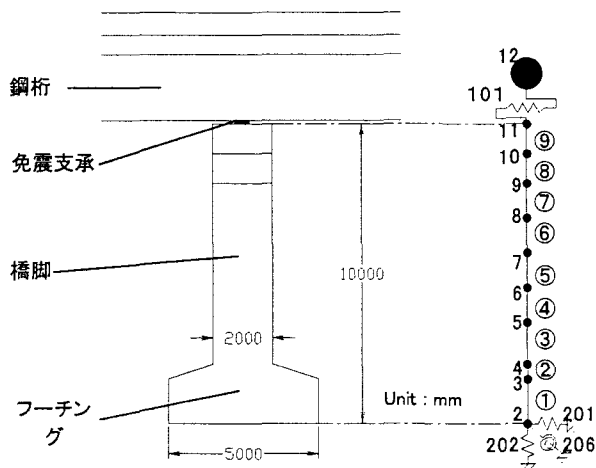
一方、構造物の強度や耐力は、構造材料の物性値の統計的変動性や製作精度の変動性などの様々な不確定要因を含んでいる。したがって、荷重と構造系に介在する様々な不確定要因を合理的かつ定量的に取り扱える設計法を構築することが急務である。現在は、構造物の満たすべき性能を規定する事でより合理的な設計を目指す性能照査型の設計法への移行期にある。最近では、性能照査型設計法の精度の向上を目的とし、構造設計における様々な不確定要因を確率変数として取り扱い、得られた解析結果に基づいて新たな評価方法の具体的な提案を行っている研究が見受けられる。これらは、構造物の地震時挙動のうち、材料や部材の弾性応答のみを扱ったも

のから非線形域を考慮したものまで多数^{1)~7)}存在する。しかし、大規模地震動を受ける実構造物の非線形挙動までを考慮した研究例は少ない。

免震橋梁は、免震支承の剛性が橋脚に対して小さい特性を生かし、橋梁の長周期化と高減衰化により橋脚の耐震性を向上させる特徴を持つ。ここで、免震支承の復元力特性のばらつきは、免震橋梁の動的特性に影響を及ぼすばかりでなく、その地震時信頼性にも影響を及ぼす。また、橋脚基部の塑性化も副次的ではあるが認められている。よって、免震橋梁の地震時信頼性を確認する場合には、橋脚と免震支承の動的特性のばらつき等を考慮した検討を行う必要があると考えられる。

現行の道路橋示方書では、設計強度及び剛性に基づく免震橋梁の安全性について考えており、橋脚や免震支承を規定するパラメータのばらつきによる影響については安全率の中に包含されていると考えられている。しかしながら、設計法の高度化、合理化のためには、これらの要因によるばらつきの影響を明らかにし、これらに対して考慮すべき安全率等を別途定めることが必要である。

免震橋梁の限界状態については、耐震性能2と3において、免震支承の非線形性と橋脚の塑性化を考慮することとなっている。その際、免震支承に主たるエネルギー吸収を分担させ、橋脚は副次的な塑性化にとどまる限界



節点番号	位置
12	桁(上部構造)
11	橋脚頂部
4	橋脚基部
2	フーチング下端

要素番号	種類
101	免震支承の水平ばね
③	橋脚の2次元非線形梁要素
①~②,④~⑨	フーチング・橋脚の2次元線形梁要素
201	水平方向地盤ばね
202	鉛直方向地盤ばね
206	回転方向地盤ばね

図－1 解析モデル

表－1 免震支承の構造諸元

I 種地盤 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4								
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(Mpa)	第一剛性(MN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率
20	1.2	9	62	6.9	5.08	74.7	0.0116	0.210
30	1.7	13	51	3.9	7.51	37.9	0.0154	0.196
40	2.2	17	45	2.6	9.85	23.3	0.0190	0.187

*第一剛性は支承4個の合計

状態とし、橋脚にもエネルギー吸収をある程度分担させることを認め、橋脚全体系として合理的な設計を行っている。

本研究では、免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす橋脚及び免震支承を規定する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実施し、免震橋梁における橋脚の非線形挙動と免震支承の非線形挙動に関する分布特性を明らかにした。さらに、免震橋梁を構成する各部位の健全度レベルの定義に基づき、各部位の適切な強度バランスの確率論的考察を試みた。

2. 対象構造物

道路橋示方書同解説、V耐震設計編に示されるI種地盤A地域の支承条件を固定として断面設定された鉄筋コンクリート製の単柱式免震橋脚(直接基礎)、鋼桁および高減衰積層ゴム支承から構成される構造物を検討対象とした。図－1にその構造概要を示す。桁は桁の重心で一質点にモデル化し(節点12)、フーチングを含むRC橋脚は二次元はり要素でモデル化した。橋脚中央部を4分割し(節点6, 7, 8)、橋脚基部の塑性ヒンジの領域を考慮するため、橋脚基部をさらに2分割した(節点5)。免震支承はバイリニア型の水平ばねに置き換え、鉛直は剛とした。水平ばねには、先の研究^{8), 9)}で行った免震支承の形状設計の手順に従ってI種地盤用で目標設計変位を20cm, 30cmおよび40cmとして設計した場合の免震支承を

用いた。表－1に設計諸元を示す。橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武田モデルにより考慮した。フーチング下端には地盤ばねを考慮した。地盤ばねは道路橋示方書に基づき水平ばね・鉛直ばねおよび回転ばねでモデル化した。免震支承の水平ばねの減衰定数は0%とし、地盤ばねの減衰定数はすべて20%とした。橋脚部分の二次元はり要素に対する減衰定数は基部の非線形はり要素が2%、その他の線形はり要素は全て5%とした。解析方法は直接積分法による時刻歴応答解析で、用いた数値計算法はNewmark' β method ($\beta = 0.25$)である。時間刻みは0.001秒とし、検討用の入力地震動は平成14年度版道路橋示方書V(耐震設計編)の標準波より、表－2に示す6波を用いた。

なお、本解析においては橋脚や免震支承を規定するパラメータのばらつき及び構造物の非線形応答特性のばらつきに着目するため、免震支承のハードニング特性については考慮していない。また、地震動の強度のばらつきについても考慮していない。

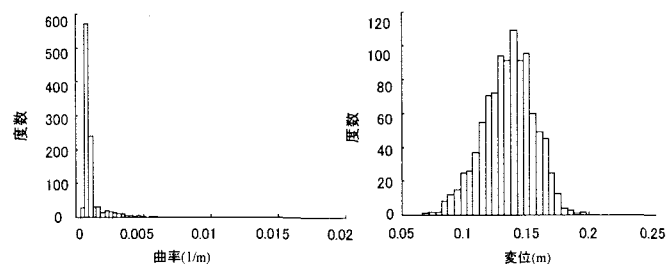
表－2 使用した地震波

地盤種別	加速度波形名	地震波略名
I 種	I－I－1	KAIHOKU BRG.LG
	I－I－2	KAIHOKU BRG.TR
	I－I－3	SHICHIHOU BRG.LG
	II－I－1	JMA KOBE OBS.NS
	II－I－2	JMA KOBE OBS.EW
	II－I－3	HEPC INAGAWA.NS

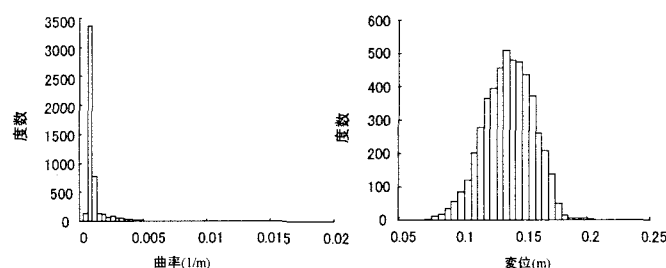
表-3 各不確定要因とばらつきの設定

不確定要因		平均値			変動係数
		20cm*	30cm*	40cm*	
免震支承 水平ばね	第一剛性(MN/m)	74.7	37.9	23.3	10%
	剛性低下率	0.0116	0.0154	0.0190	10%
	降伏変位(m)	0.210	0.196	0.187	10%
橋脚基部 非線形梁	第一剛性(MN・m)	2.35×10^3			10%
	剛性低下率1	0.251			10%
	剛性低下率2	0.000433			10%
	ひび割れ曲率	0.00996			10%
	降伏曲率	0.00109			10%

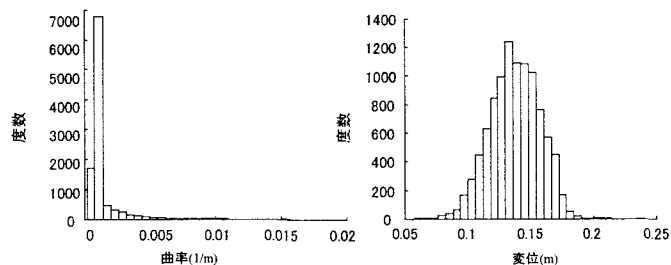
*は免震支承の設計変位



(a) 試行回数 1000 回



(b) 試行回数 5000 回



(c) 試行回数 10000 回

図-2 試行回数ごとの応答値の分布

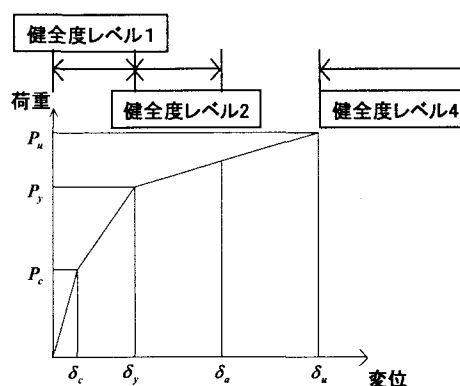
表-4 試行回数毎の応答値の平均値と変動係数

(a) 免震支承の応答変位

試行回数	1000	5000	10000
平均値(m)	0.140	0.137	0.136
変動係数(%)	13.6	13.8	14.9

(b) 橋脚基部非線形梁の応答曲率

試行回数	1000	5000	10000
平均値(1/m)	0.00116	0.00118	0.00119
変動係数(%)	72.2	76.6	75.7



$$\delta_a = \delta_y + (\delta_u - \delta_y) / \alpha_m$$

δ_a : 損傷限界状態の限界値となる許容変位

δ_y : 降伏変位

δ_u : 終局変位

α_m : 安全係数*

図-3 鉄筋コンクリート橋脚の荷重と変位の関係における健全度レベル

*表-5 参照

表-5 免震橋梁の各評価対象部位の耐震性に関する健全度レベル

目標性能水準	使用限界状態	損傷限界状態		終局限界状態
	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4
免震支承	健全度レベル1	健全度レベル2	健全度レベル3	健全度レベル4
	せん断ひずみ 150%未満	せん断ひずみ 150%以上 250%未満	せん断ひずみ 250%以上 350%未満	せん断ひずみ 350%以上
下部構造 (RC橋脚)	健全度レベル1	健全度レベル2	健全度レベル2	健全度レベル4
	弾性域	*図-3参照	*図-3参照	*図-3参照

表-6 橋脚の健全度レベル2と健全度レベル4の限界値を設定する上での安全係数

目標とする性能水準	健全度レベル	タイプ1の地震動に対する安全係数 α_m	タイプ2の地震動に対する安全係数 α_m
性能水準2	健全度レベル2	6	3
性能水準3	健全度レベル2	4.8	2.4
性能水準4	健全度レベル4	1.0	1.0

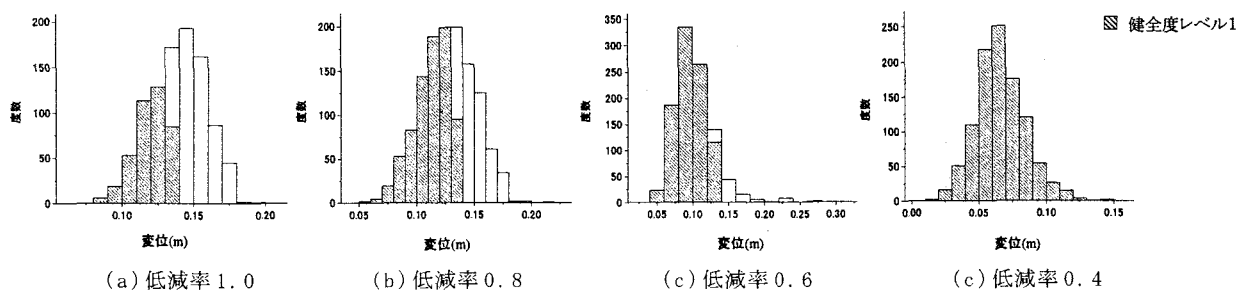


図-4 免震支承の応答変位の分布(斜線部は免震支承が健全度レベル1に存在している部分)

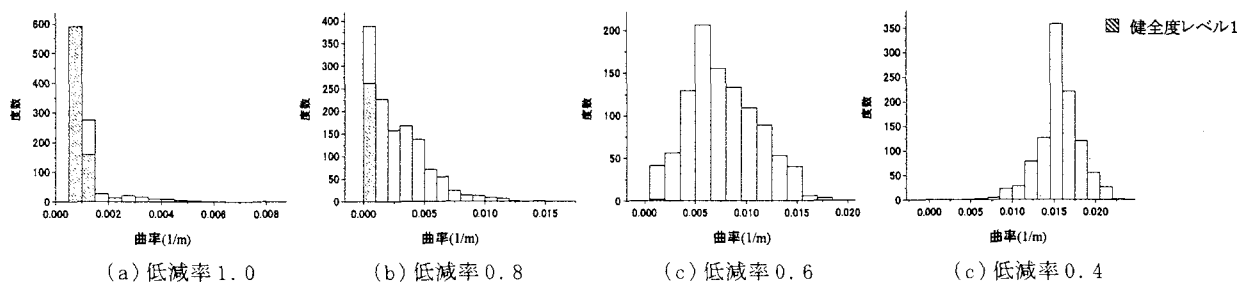


図-5 橋脚基部非線形梁の応答曲率の分布(斜線部は橋脚が弾性応答している部分)

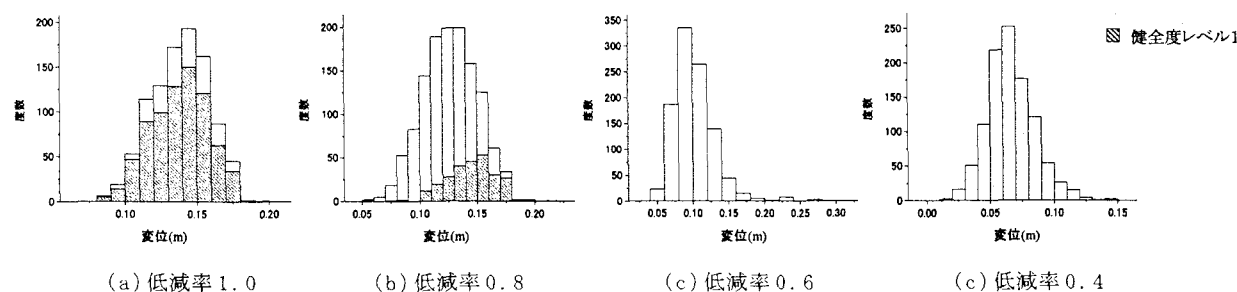


図-6 免震支承の応答変位の分布と橋脚基部が弾性応答している部分(斜線部)

3. RC橋脚の安全性評価

3.1 不確定構造パラメータ

不確定性を考慮したのは、非線形を考慮する必要のある橋脚基部の梁要素および免震支承の水平ばねの構造パラメータである。免震支承に関しては第一剛性、第一剛性に対する第二剛性の低下率、降伏変位の三要素を、橋脚基部非線形梁についてはひび割れ曲率、降伏曲率、第一剛性、第一剛性に対する第二剛性の低下率(剛性低下率1)、第一剛性に対する第三剛性の低下率(剛性低下率2)の5要素、計8要素を不確定要素とした。ばらつきは正規分布を仮定し、不確定を考慮する各パラメータに実験データや既往文献を参考に^{3)~6)}、それぞれ変動係数10%と仮定してばらつきを与えた。表-3に考慮した不確定要素を示す。試行回数については、免震支承の設計変位20cm、入力地震波タイプI-I-1の場合において1000, 5000, 10000回として検討した結果、免震支承の応答変位と橋脚基部非線形梁の応答曲率の分布形状はほぼ同じものが得られ、さらにそれぞれの応答値の平均値と変動係数についてもほぼ同値が得られた(図-2, 表-4

参照)。よって試行回数1000回として以後の検討を行った。なお、各パラメータ間の相関は考慮していない。

3.2 モンテカルロシミュレーション

表-3に示す免震橋梁を構成する部材のばらつきが、橋梁全体の耐震性に及ぼす影響、及び橋脚や免震支承といった部材の耐震性能に及ぼす影響について、モンテカルロシミュレーションを行い検討した。その際、既往研究¹⁰⁾を参考に、応答値である免震支承の変位と橋脚基部の曲率について、地震作用に対する部材の健全性や損傷状態の度合を示す健全度レベルに基づく性能水準を、図-3, 表-5, 表-6のように設定した。ただし、免震支承の変位については、健全度レベル1として、ハードニングの起こらないせん断ひずみ0から150%までの範囲、健全度レベル2として、ハードニングは起こるが剛性は著しく変化しないせん断ひずみ150から250%までの範囲、健全度レベル3として、ハードニングと剛性変化の起こりうるせん断ひずみ250から350%までの範囲、最後に健全度レベル4として、破断も起こりうるせん断ひずみ350%以上の範囲を設定した。またここでは、応答値がそ

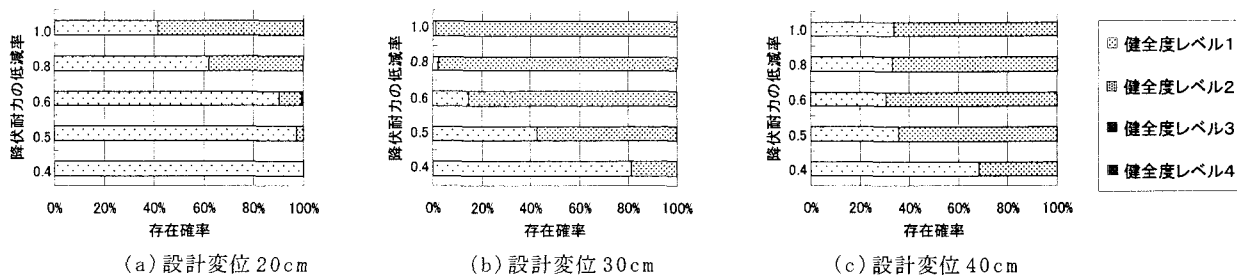


図-7 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (タイプ I-I-1)

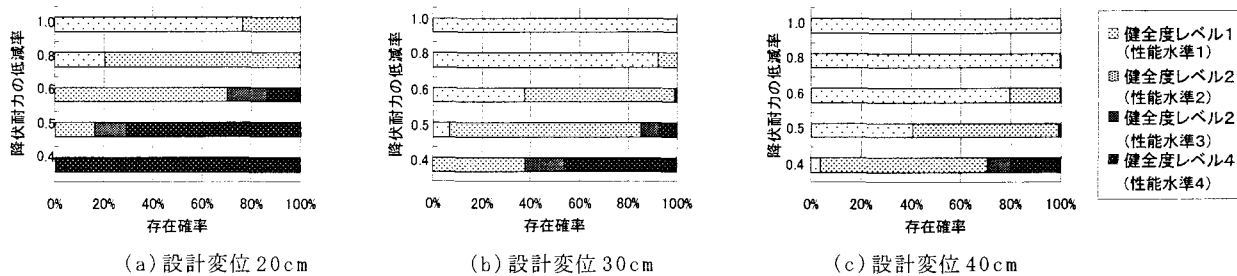


図-8 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (タイプ I-I-1)

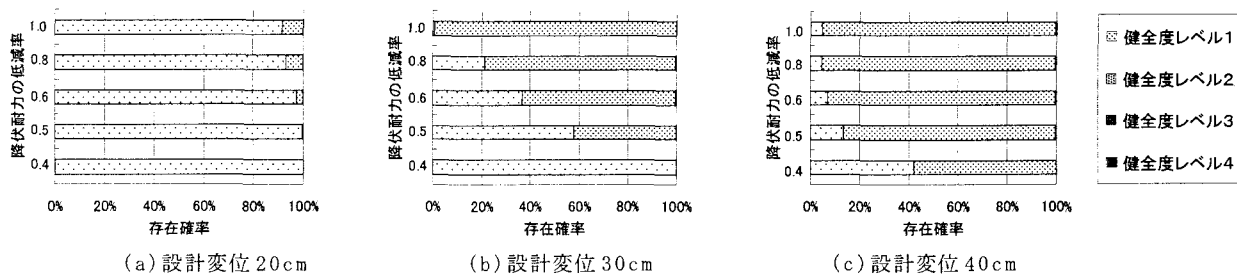


図-9 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (タイプ I-I-2)

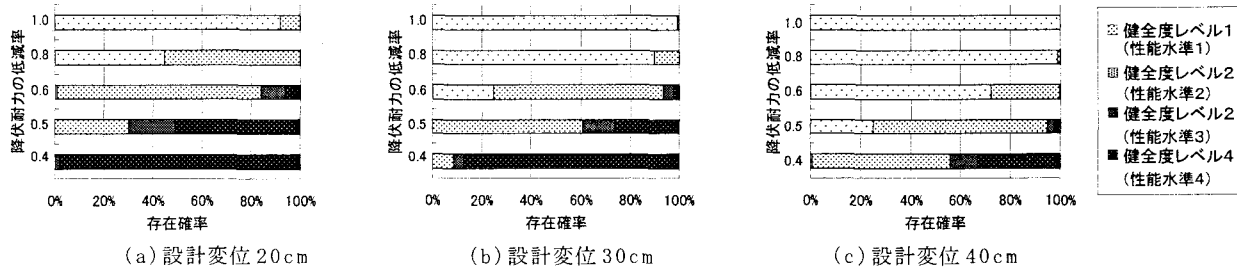


図-10 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (タイプ I-I-2)

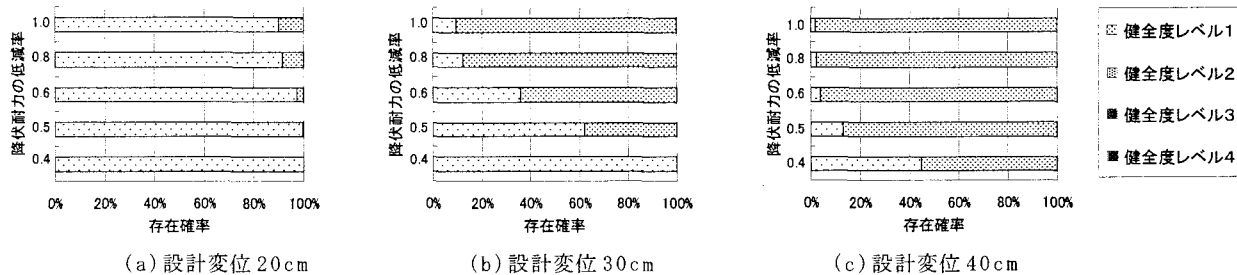


図-11 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (タイプ I-I-3)

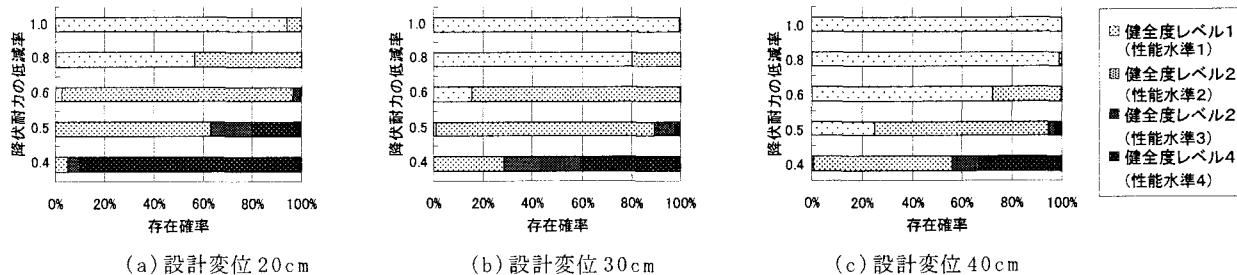


図-12 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (タイプ I-I-3)

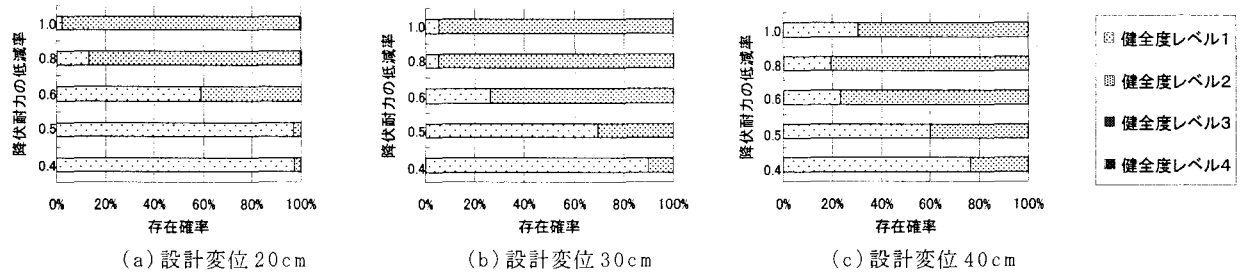


図-13 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (タイプⅡ-I-1)

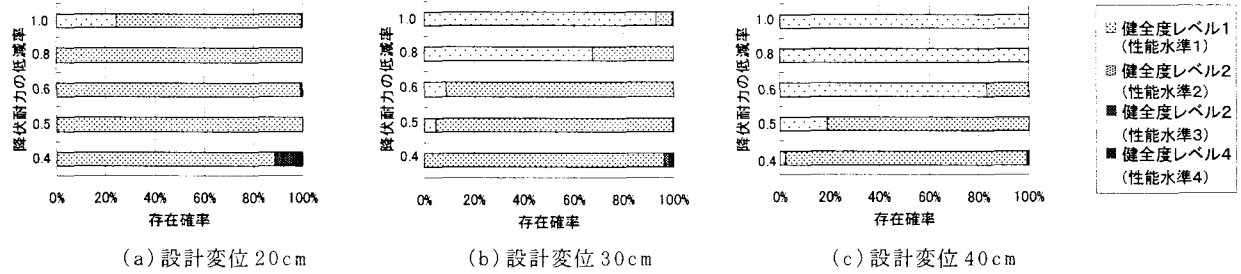


図-14 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (タイプⅡ-I-1)

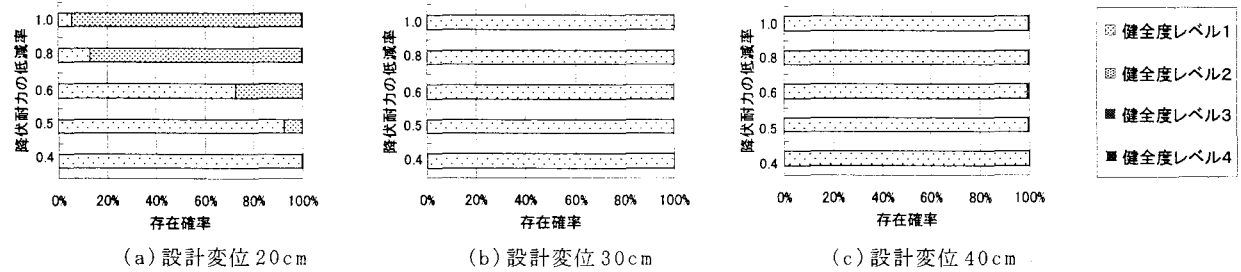


図-15 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (タイプⅡ-I-2)

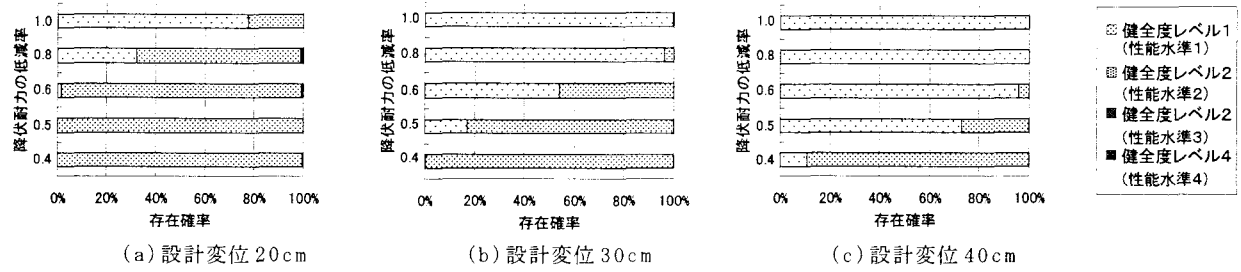


図-16 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (タイプⅡ-I-2)

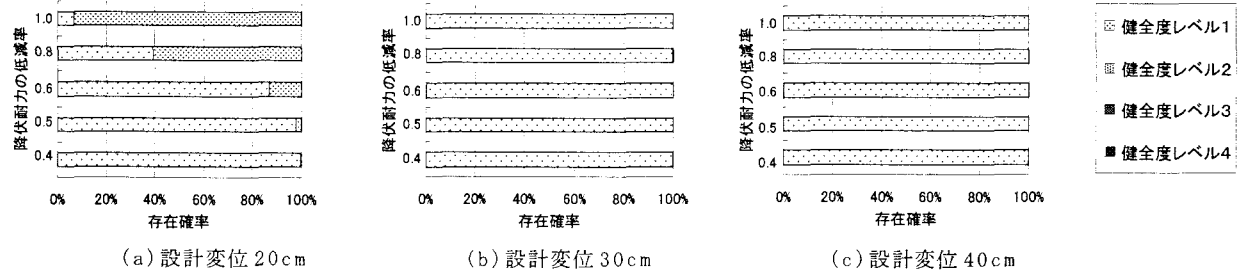


図-17 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (タイプⅡ-I-3)

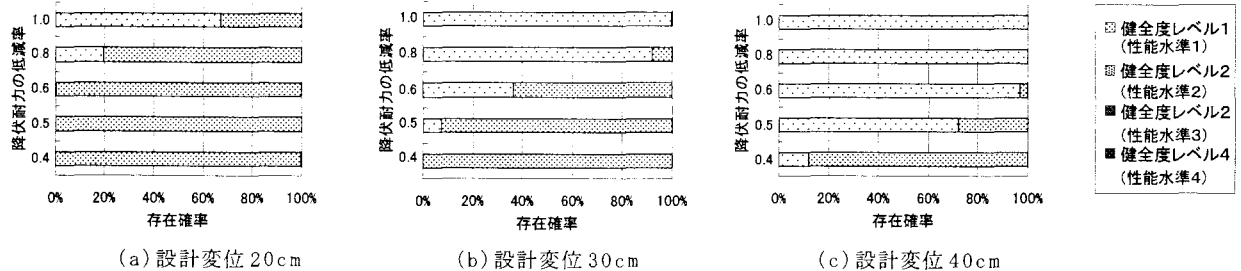


図-18 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (タイプⅡ-I-3)

それぞれの健全度レベルの範囲に存在するときの確率を「存在確率」と定義した。

現行の道路橋示方書では、橋脚の安全率を通常の2倍に割り増すことによって、橋脚が副次的非線形にとどまることを保障している。本研究では、免震橋梁の橋脚基部の降伏耐力を低減させることにより、免震支承と橋脚の相対的な損傷のバランスを、各健全度レベルにおける存在確率を比較することにより評価するため、橋脚基部の降伏耐力を1.0, 0.8, 0.6, 0.4と変化させて解析を行った。モンテカルロシミュレーションの結果得られた、免震支承の応答変位と橋脚基部非線形梁の応答曲率について、分布図を図-4 から図-6 に示す。ここでは、設計変位20cmの免震支承を、入力地震波としてタイプⅠ-Ⅰ-Ⅰを使用した際の結果を示した。図-4は免震支承の応答変位の分布図であり、健全度レベル1に存在している部分を斜線で示している。図-5は橋脚基部非線形梁の応答曲率の分布図であり、健全度レベル1に存在している部分、すなわち弾性応答している部分を斜線で示している。図-6は橋脚基部非線形梁が、鉄筋が降伏せず、弾性応答している部分(斜線部)を免震支承の応答変位の図に重ね合わせたものである。(a)から(d)の低減率は、橋脚基部の降伏耐力の低減率を示す。

図-4より、免震支承の応答変位の分布は正規分布に近い形をとった。降伏耐力を低減するに従って、免震支承の応答変位が健全度レベル1に入る割合が大きくなった。一方、図-5より、橋脚基部非線形梁の応答曲率の分布は、弾性応答と非線形応答が混在しており、低減率が低いケースでは、正規分布とは異なる分布形をとった。橋脚基部非線形梁については、トリリニア型武田モデルとしており、第一剛性、ひび割れ曲率、降伏曲率、剛性低下率1、剛性低下率2と、5つの非線形パラメータを確率変数として解析を行ったため複雑な挙動をとったと推定できる。非線形を考慮した場合、構造パラメータを正規分布を持つ確率変数として与えたとしても、結果として得られる応答値は正規分布に従うとは限らないことが明らかとなった。しかし、橋脚基部非線形梁の応答曲率が、1000ケースのうちほとんど非線形領域に至る場合には、正規分布に近づく傾向が認められた。

さらに、橋脚基部非線形梁の応答曲率について、橋脚基部の降伏耐力を下げていくと、健全度レベル1である弾性応答の割合が小さくなり、ほとんどのケースで非線形領域に至る結果となった。このことから、降伏耐力を低減するに従って、エネルギー吸収が免震支承から橋脚基部へ推移していることが分かる。図-6については、(b)低減率0.8の図から、橋脚基部非線形梁が弾性応答する際の分布は、免震支承の応答変位の分布中の右よりの部分に重なっている。つまり、免震支承の応答が大きく、エネルギー吸収の主たる部分を受け持つ場合には、橋脚

の応答は小さく抑えられることを示している。また、設計変位30cm, 40cmの免震支承を用いた橋脚について、さらに表-2に示す他の地震波についても検討したところ、免震支承の応答変位は正規分布となり、橋脚基部非線形梁の応答曲率の分布は、低減率の値が大きいケースでは正規分布とは異なる分布形をとった。橋脚基部非線形梁が弾性応答する際には、免震支承の応答が大きくなる傾向となり、設計変位20cmの免震支承、タイプⅠ-Ⅰ-Ⅰの入力地震波を用いたときと同傾向となることが認められた。

3. 3 非線形地震応答の確率論的考察

モンテカルロシミュレーションによって得られた1000サンプルの結果を、表-5に示した健全度レベルに照らし合わせ、その存在確率を算定した。ただし、橋脚基部に関しては、応答曲率に基づき評価を行った。その際、橋脚基部の降伏耐力の低減率が0.6から0.4に下がると、存在確率に急激な変化が認められたため、低減率0.5の1ケースを追加した。結果を入力地震波ごとに図-7から図-18に示す。

橋脚基部の降伏耐力を低減するにつれて、免震支承の応答変位は小さくなり、相対的に損傷の程度の小さい、健全度レベルが高い領域に存在する確率が増加し、逆に橋脚基部非線形梁の応答曲率は大きくなり、相対的に損傷の程度の大きい、健全度レベルのより低い領域に存在する確率が増加していく傾向が認められた。程度の差はあるが、どの波についてもほぼ同じような傾向が見られた。ただし、入力地震波タイプⅡ-Ⅰ-2とタイプⅡ-Ⅰ-3の設計変位30cm, 40cmの免震支承については、存在確率がほとんど変化しない結果となった。これは、これらの入力地震波に対して、結果的に免震支承のエネルギー吸収性能に余裕があったため、免震支承の応答が健全度レベル1の範囲内で収まったと考えられる。

次に、橋脚全体において主たる非線形を考慮する免震支承と副次的非線形を考慮する橋脚基部の耐震安全性に関するバランスについて確率論的に考察を行った。本研究では、上記二つの部位について、健全度レベル2における、主たる非線形と副次的非線形の存在確率を比較した。一般的な設計において、副次的非線形を考慮する橋脚基部よりも主たる非線形を考慮する免震支承部のほうが、非線形の挙動範囲である健全度レベル2の存在確率が相対的に大きく設計されていることが予測される。例えば、図-7と図-8の(a)設計変位20cmにおける、降伏耐力の低減率1.0のケースで比較すると、免震支承における健全度レベル2の存在確率が橋脚基部の健全度レベル2の存在確率の2~3倍程度大きくなっている。

まず、健全度レベル2における存在確率において、副

次的非線形が主たる非線形の100分の1であると仮定する。これは、現行の設計の考え方に近い、免震支承に比べて橋脚基部の応答がほとんど非線形領域に入らないと考えて仮定した比である。この仮定の下では、入力地震波タイプⅠの3波とタイプⅡ－Ⅰ－Ⅰについては、免震支承の設計変位を40cmとした場合には、橋脚基部の降伏耐力の低減率を約0.8まで下げることが可能であるが、免震支承の設計変位を20cm、30cmとした場合には、橋脚基部の降伏耐力を低減できないことが分かった。次に、同じく健全度レベル2における存在確率において、副次的非線形が主たる非線形の10分の1であると仮定すると、免震支承の設計変位が30cmの場合に、橋脚基部の降伏耐力の低減率を約0.8まで下げることが出来る結果となった。免震支承の設計変位が20cmの場合には、橋脚基部の降伏耐力の低減率が現行の1.0で、二つの部位の存在確率の分布がほぼ同等か、副次的非線形が主たる非線形の10分の1と仮定した状態となった。以上から、確率論的に検証すると、免震支承の設計変位を30cm、40cmとして設計した際には、橋脚基部の降伏耐力を現行の規定より小さく出来る可能性が示唆された。以上の検証は、性能照査型設計により即した、より合理的な設計体系への道を開くものであると考えられる。

4. まとめ

免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす、橋脚及び免震支承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実施し、免震橋梁における橋脚の非線形挙動と免震支承の非線形挙動に関する分布特性を検証した。さらに、免震橋梁を構成する各部位の健全度レベルの定義に基づき、各部位の適切な強度バランスの確率論的検討を行った。不確定性を考慮したパラメータの変動係数を10%と仮定した条件で得られた知見を以下に示す。

1. モンテカルロシミュレーションの結果、免震支承の応答変位の分布は正規分布に近い形をとった。一方、橋脚基部非線形梁の応答曲率の分布は、弾性応答と非線形応答が混在している場合には正規分布とは異なる分布形となり、非線形応答のみになると正規分布に近くなることが分かった。さらに、免震支承の応答変位分布と、橋脚基部非線形梁が弾性応答したケースを重ねて比較検討した結果、免震支承の応答が大きく、免震支承が主たるエネルギー吸収を受け持つ場合には、橋脚の応答は小さく抑えられることが示された。

2. 橋脚基部の降伏耐力を低減するにつれて、免震支承の応答変位においては、健全度レベルの高い領域の、橋脚基部非線形梁の応答曲率に関しては健全度レベルの低

い領域の存在確率が増加していく結果となった。さらに橋脚全体における主たる非線形と副次的非線形について確率論的に考察を行った結果、健全度レベル2における存在確率の比を100分の1と仮定すると、免震支承の設計変位を40cmとして設計した際には、橋脚基部の降伏耐力を80%、比を10分の1と仮定すると、免震支承の設計変位を30cm設計した際にも80%まで低減出来ることが示された。

参考文献

- 1) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の安全性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No578/V-37, pp. 71-87, 1997.
- 2) 白木渡, 井面仁志, 今井慈郎, 伊藤則夫, 石川浩: 地震時保有水平耐力を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.389-396, 1999.
- 3) 山崎康紀, 松中亮治, 秋山宏良, 鈴木基行: 信頼性理論に基づく橋梁システムの地震時安全性評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 1279-1284, 1999.
- 4) 平田和太: 電力施設の耐震信頼性評価に関する研究, 1995
- 5) 秋山宏良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 信頼性理論を用いた構造最適設計手法の提案およびRC橋脚の耐震安全性評価への適用土木学会論文集, No662/V-49, pp. 185-203, 2000.
- 6) 足立幸郎, 運上茂樹: じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 777-788, 2000.
- 7) 足立幸郎, 運上茂樹: 免震支承のハードニング特性に着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋脚の地震応答特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 905-916, 2001.
- 8) 松田泰治, 大塚久哲, 楊光遠, 山口斉: 免震橋梁の固有周期決定および免震脊の簡易設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 711-718, 1998.
- 9) 松田泰治, 大塚久哲, 神農誠, 入江達雄: 変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 907-916, 2000.
- 10) 土木学会: 橋の動的耐震設計, 土木学会, 2003
- 11) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 12) 内藤伸幸, 松田泰治, 大塚久哲: 不確定要素を含む構造物の信頼性評価と設計への適用に関する研究, 土木学会西部支部講演概要集, I-47, pp. A90-91, 2000.

(2004年9月17日受付)