

信頼性解析に基づく鉄筋コンクリート橋脚一支承系の 耐力階層化に関する研究

西田 秀明¹・運上 茂樹²

¹正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員(同上)

1. はじめに

世界標準 (ISO2394—構造物の信頼設計基準) では、構造物の性能を確率に基づく限界状態設計法を基本として評価することとしている。各種構造物の耐震設計においても部分係数を用いた限界状態設計法が検討されており、各構造部材の非線形特性を考慮したうえで、橋梁全体系の耐震性能を評価できる設計体系の構築が必要となっている。

構造物が要求耐震性能を満足することは、耐力が荷重に対して余力をもつかどうかを照査して行う。現行の設計体系では安全率を用いて確定的に決まるが、実際には材料強度や当該地点において供用期間中に起こりうる地震動の大きさなどはばらつきを有するため、耐力や荷重も確率量となり、確率上照査条件 (限界状態) を満たさない (損傷する) ケースが必ず存在することになる。また、照査項目は、耐力だけでなく変形や残留変位、複数の構成要素からなり、それぞれある限界状態を超過する確率を有し、それが一定の確率以下となるように設計を行うものである。

本研究では、道示に基づいて鉄筋コンクリート橋脚 (以下、「RC 橋脚」) の曲げ破壊が先行するように設計した水平力分散支承を有する橋梁を対象として、現行設計における橋梁全体系の損傷確率の評価を行うとともに、および橋脚基部に損傷誘導するために必要な耐力階層化係数と橋梁全体系の損傷確率の関係について検討した。

2. 解析方法

(1) 解析モデル

橋梁全体系として、文献 1) に示された II 種地盤上の 5 径間連続鋼 I 桁橋 (RC 単柱橋脚) (図-1) を想定した。このうち、P1 橋脚の設計に関わる上部構造や地盤の条件を用いて、基礎や上部構造などは十分な耐力を有するとの仮定のもとで、現行の道路橋示方書²⁾ (以下、「道示」)

の動的解析による照査を満足する、固有周期が異なる橋脚とそれに対応する水平力分散ゴム支承を有する橋梁を 5 ケース試設計した。動的解析は、橋梁全体系を図-2 のようにモデル化して行った。ここで、橋脚は塑性ヒンジ区間での $M-\theta$ 関係をトリリニア武田モデル、その他は弾性梁とし、全体系の減衰は Rayleigh 減衰を用いた。照査はレベル 2 タイプ II 地震動 II 種地盤の標準波 3 波に対する応答の平均を対象とした。想定した材料特性を表-1、表-2、試設計結果を表-3 に示す。

(2) 限界状態式の定義とばらつき要因の設定

橋梁全体系の限界状態の構成要素として、橋脚および支承に関する以下の限界状態および限界状態式を考慮した。

橋脚：

・せん断耐力

$$g = (\alpha_1 V_c + \alpha_2 V_s) / \alpha_3 V_{act} \quad (1)$$

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力

V_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

V_{act} : 曲げ耐力に達する時のせん断力

動的照査法による場合は橋脚基部の作用せん断力

・終局変位

$$g = \alpha_4 \delta_u / \delta_{act} \quad (2)$$

δ_u : 橋脚の終局変位

δ_{act} : 最大応答変位

・残留変位

$$g = \delta_{Ra} / \{ C_R (\delta_{act} - \delta_y) \} \quad (3)$$

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (= (橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離) / 100)

C_R : 残留変位比応答スペクトル

動的照査法による場合は分母に直接残留変位を考慮

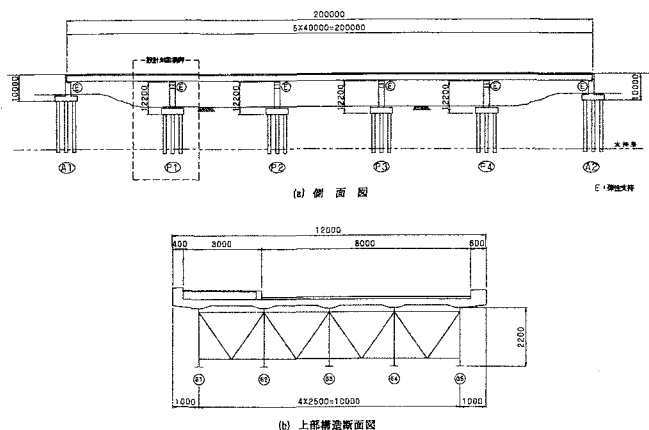


図-1 想定した橋梁系¹⁾

表-1 RC 橋脚材料特性 (N/mm²)³⁾

	コンクリート		鉄筋	
	圧縮強度	弾性係数	降伏強度	弾性係数
規格値	23.5	2.3×10 ⁴	345	2.0×10 ⁵
平均値	28.2	圧縮強度に依存*)	354	2.0×10 ⁵
変動係数	10%		7%	1%

*) 道示で示されるコンクリート圧縮強度とコンクリート弾性係数との関係式に基づきばらつきを設定

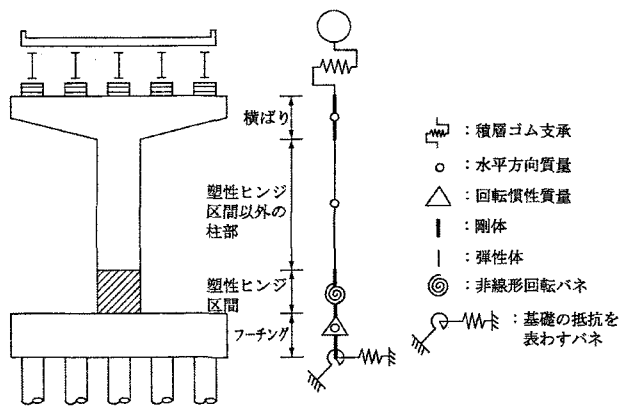


図-2 動的解析モデル

表-2 ゴム支承材料特性⁴⁾

	せん断弾性係数 (N/mm ²)	減衰定数	破断ひずみ γ_u
平均値	設計値 (表-3)	4%	340%
変動係数	8%	(確定値)	13%

表-3 橋脚および支承の試設計結果

試設計橋梁 No.			1	2	3	4	5
橋脚	断面高さ (m)	橋軸	4.50	2.50	2.50	2.00	5.00
		橋軸直角	4.50	5.00	5.00	6.50	6.50
	柱高(m)		19.50	11.50	17.50	8.50	26.50
	慣性力作用 位置高さ (m)	橋軸	19.50	11.50	17.50	8.50	26.50
		橋軸直角	22.00	13.00	20.00	11.00	29.00
	支持する 上部工重量 (kN)	橋軸	5080	5614	5216	5911	3953
		橋軸直角	2574	3496	2984	3740	1235
	軸方向鉄筋 径と本数	橋軸	D29-36 本	D32-35 本 ×2	D35-39 本	D29-43 本 ×2	D32-51 本
		橋軸直角	D29-36 本	D32-18 本	D35-27 本	D29-13 本	D32-39 本
	横拘束筋径 と本数	橋軸	D13-6 本	D16-6 本	D16-6 本	D16-8 本	D13-8 本
橋軸直角		D13-6 本	D16-5 本	D16-5 本	D16-5 本	D13-7 本	
支承	支承有効幅(mm)		650	720	680	730	750
	ゴム1層の厚さ(mm)× 層数		22×6	22×8	21×7	23×7	24×7
	鋼板の鋼材と厚さ(mm)		SS400 3mm				
	支承のせん断ばね定数 (kN/m)		16004	14727	15728	16550	16741

支承:

・破断時せん断ひずみ

$$g = \alpha_5 \gamma_u / \alpha_6 \gamma_{act} \quad (4)$$

γ_u : 破断時せん断ひずみ

γ_{act} : 応答せん断ひずみ

静的照査法による場合は,

$$\gamma_{act} = \frac{k_{hc} \cdot W_u}{K_B} \times \frac{1}{\sum t_e}$$

k_{hc} : 設計水平震度 (確定値)

W_u : 上部構造重量 (確定値)

K_B : ゴム支承の水平剛性

t_e : ゴム層厚 (確定値)

・座屈耐力

$$g = \alpha_7 \sigma_u / \alpha_8 \sigma_{act} \quad (5)$$

σ_u : 支承の座屈応力

$$\sigma_u = G \times S_1 \times S_2$$

G : ゴムの弾性係数

S_1, S_2 : ゴム支承の形状係数 (確定値)

σ_{act} : 座屈応力度 (確定量)

$$\sigma_{act} = R_{Lmax} / A_{ce}$$

R_{Lmax} : 支承に作用する地震時の最大鉛直力

A_{ce} : 支承の有効圧縮面積

ここで、式中の α は実際の値 (実験値) と評価式による推定値との乖離の度合いを確率的に処理した際に生じるばらつきを考慮した係数である。このうち、統計的データが十分蓄積されていない α_3 および $\alpha_5 \sim \alpha_8$ は仮定値を用いた。また、いずれも橋軸および橋軸直角方向を考慮している。検討において考慮した各種ばらつき要因の基本統計量を表-4 に示す。なお、各ばらつき要因および耐力、荷重項の確率分布は全て正規分布に従うと仮定した。

耐力階層化係数と損傷確率の評価は、照査法の異なる以下の2つに対して試算した。

・試算1 (静的照査法による場合)

材料特性や評価式、応答値に含まれるばらつきを考慮した静的照査法に基づく場合、地震時保有水平耐力の照査はせず、曲げ耐力に達する時のせん断耐力がせん断力を上回ることのみ考慮する。また、コンクリートが負担するせん断耐力評価式には、実験値と評価式のばらつきが定量的に評価されている二羽らの式⁵⁾ (式(6))を用いた。

$$V_c = 0.20 \left(p_w f_c' \right)^{1/3} d^{-1/4} [0.75 + 1.4(a/d)] b_w d \quad (6)$$

$$p_w = 100 A_s / b_w d$$

V_c : 帯鉄筋以外が負担するせん断力

f_c' : コンクリート圧縮強度

d : 有効高さ

a : せん断スパン

A_s : 引張鉄筋の断面積

b_w : ウェブ幅

なお、現行道示では、本研究で対象としている橋梁形式では動的照査を行うこととしているため、ここでは参考として示すものである。

・試算2 (動的照査法による場合)

動的解析により求めた応答値によりばらつきを評価するもの。ここでは、材料特性のばらつきのみを考慮し、実際の値 (実験値) と評価式による推定値との乖離の度合いを確率的に処理した際に生じるばらつき (α) は考

表-4 各ばらつき要因の基本統計量^{3),4)}

ばらつき要因	平均値	変動係数
V_c	耐力算定式	10.0%
V_s	耐力算定式	7.0%
V_{act}	曲げ耐力より逆算	4.6%
α_1	1.02	8.2%
α_2	1.22	14.5%
δ_u	終局変位算定式	6.1%
δ_{act}	リダクションファクターと橋脚の降伏剛性から求めた固有周期をパラメータとして、観測記録を用いた動的解析を繰り返し行い、その統計シミュレーションから得られる応答変位の平均値と変動係数 (試算1のみ)	
α_4	1.16	25.0%
δ_y	降伏変位算定式	8.2%
C_R	残留変位比応答スペクトル (=0.6)	50.0% (試算1のみ)
$\alpha_3, \alpha_5, \alpha_7$	1.00	10.0%
α_6, α_8	1.00	30.0%

慮しないものとした。動的解析の入力波はレベル2地震動II種地盤の標準波3波、コンクリートが負担するせん断耐力評価式は試算1と同様、式(6)の二羽らの式とした。

(3) 橋梁全体系および橋脚・支承の損傷確率の試算方法

複数の限界状態を同時に考慮した場合の損傷確率は、次式で近似的に表すことができる。

$$Pf_{sys} = \sum_{j=1}^m C_j \quad (7)$$

$$\begin{cases} C_1 = P(E_1), C_2 = P(E_2) - P(E_2 E_1) \\ C_j = P(E_j) - \sum_{i=1}^{j-1} P(E_j E_i) + \sum_{\substack{m=1, j-2 \\ n=2, j-1}}^{m < n} P(E_j E_m \cap E_j E_n), (j > 3) \end{cases} \quad (8)$$

ここで、

$P(E_j)$: 限界状態 j に対する損傷確率

$P(E_j E_i)$: 限界状態 j と限界状態 i に対する結合損傷確率

$P(E_j E_m \cap E_j E_n) : P(E_j E_m)$ と $P(E_j E_n)$ の結合確率

結合確率を求めるためには、確率事象間の相関度合いを求める必要があるが不明であることが多い。そのため、PNET法⁶⁾を始めとした相関度合いを仮定する手法が提案されているが、確立された設定法がないのが現状である。また、モンテカルロシミュレーションを行うと、相関度合いだけでなく、損傷確率も直接求めることができるが、損傷確率が小さいと試行回数を数多く行う必要があり、膨大な時間と労力を要することとなる。そこで、本研究では、モンテカルロシミュレーションを行い、各試行回において、各照査項目、作用方向のうち最も小さい安全裕度 (応答値に対する限界値の比、小さいほど損傷確率が高

いことを意味する)を求め、安全裕度が1を下回る確率を橋梁全体系の損傷確率とした。ここで、安全裕度の構成要素(耐力および荷重)はそれぞれ正規分布に従うと仮定していることから、最小安全裕度の対数は正規分布に従うこととなり、この確率密度関数がゼロを下回る(安全裕度が1を下回る)確率が橋梁全体系の損傷確率となる。また、橋脚および支承それぞれの損傷確率も同様の手法により評価した。なお、モンテカルロシミュレーションの試行回数は、確率密度関数の分布形状を仮定しているため平均と標準偏差が安定して求められる程度でよいことから、試行回数による感度分析の結果を踏まえて各100回(試算2では各波形に対し100回)とした。このように定義することで、結合確率を考慮し、かつ、数多くの計算を行わずに複数の限界状態を同時に考慮した損傷確率を評価することができる。

(4) 耐力階層化係数の定義

橋脚基部に損傷を誘導するように設計する場合、支承部は上部構造の慣性力を確実に下部構造に伝達するとともに、橋脚より先に損傷しないように十分な耐力を持つ必要がある。耐力階層化係数 γ_{pb} は、この関係を確保するために必要な橋脚と支承の耐力比として一般的に表すが、本研究では動的照査への適用性を考慮し、支承の許容値に対する安全裕度として定義することとした。

$$\gamma_{sea2} = \gamma_{sea} / \gamma_{pb} \tag{7}$$

$$\sigma_{cra2} = \sigma_{cra} / \gamma_{pb} \tag{8}$$

- γ_{sea2} : 耐力階層化係数を考慮した地震時許容せん断ひずみ
- γ_{sea} : 現行の地震時許容せん断ひずみ(250%)
- σ_{cra2} : 耐力階層化係数を考慮した許容座屈応力度
- σ_{cra} : 現行の許容座屈応力度

耐力階層化係数は、前節と同様の方法により橋脚および支承それぞれの最小安全裕度の確率密度関数が交差する確率(支承の安全裕度が橋脚の安全裕度を下回る確率)と対応づけて検討した。交差する確率は、モンテカルロシミュレーションの各試行回における橋脚および支承の最小安全裕度の差分から求められる対数正規分布となる確率密度関数がゼロを下回る確率から評価した。

3. 現行設計における橋梁全体系の耐震信頼性

(1) 各限界状態に対する橋脚および支承の安全裕度

現行道示に基づいて設計した橋梁全体系の例として、試設計橋梁 No.2 における確率量の平均値から確定論的に求めた安全裕度を表-5 に示す。全体的に動的解析に基づく応答値が通常大きくなるため試算2の安全裕度が橋脚の変形に関する限界状態を除いて試算1に比べて小さくなっている。また、試算1、

表-5 確定論に基づく各限界状態の主軸別安全裕度および損傷確率の比較(試設計橋梁 No. 2)

		試算1		試算2	
		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
橋脚	せん断耐力	3.62	5.01	1.53	1.90
	終局変位	4.60	5.40	16.2	946
	残留変位	4.43	弾性範囲	4.98	674
支承	座屈耐力	4.91	4.26	2.27	2.03
	せん断ひずみ	3.29	3.54	1.27	1.36
橋脚損傷確率(%)		3.19×10 ⁻³		<10 ⁻¹⁴	
支承損傷確率(%)		1.00×10 ⁻²		6.67	
支承が橋脚より先に損傷する確率(%)		46.7		91.2	
橋梁全体系損傷確率(%)		5.48×10 ⁻³		6.08	

2ともに橋脚に比べ支承の変形(せん断ひずみ)の安全裕度が小さくなっており、橋梁全体系の安全裕度に対し支承の条件がクリティカルであることがわかる。このような傾向は他の試設計橋梁においても同様であった。

(2) 橋梁全体系および橋脚、支承の耐震信頼性と損傷形態

橋脚および支承、橋梁全体系の損傷確率を表-5 に合わせて示す。橋梁全体系の損傷確率が支承の損傷確率を下回っているが、これは、安全裕度の平均は前者の方が小さいものの、ばらつき(標準偏差)も小さく図-3 に示す関係(実線; 支承、一点鎖線; 橋梁全体に相当)になっているためである。試算1、2 いずれにおいても、支承の損傷確率が橋脚のそれを上回っている。特に、試算2では損傷がほぼ支承で決まることを示している。また、試算方法により損傷確率に大きな差が生じているが、応答値のばらつきの設定が影響しているものと考えられる。この要因としては、試算1における終局変位のばらつきに1質点系を対象として求めたばらつきの平均と標準偏差のデータを用いたため、本研究のような橋梁全体系を対象とした場合への適用性がよくないことを始めとして、構造物の応答や地震動の位相特性に起因するばらつきを設定に十分反映できていないことが考えられる。よって、試算1において位相に起因するばらつき要因を加味すれば、このばらつきを直接評価している試算2の結果に近づくと考えられる。

全試設計橋梁の橋梁全体系の損傷確率を、信頼性評価でよく用いられる信頼性指標 β に換算して比較した。信頼性指標 β は、図-3 に示すように、平均値が損傷と判定される値からどれほど乖離しているかを標準偏差に対する倍率で示す指標であり、損傷確率とはおよそ図-4 のような対応がある。以上により求めた橋梁全体系および橋脚、橋軸直角方向それぞれの β を表-6 に示す。橋梁全体系の β は、橋梁間で差はそれほど大きくなく、試算1では2~4程度に対し、試算2では1.5~2程度となっている。これを損傷確率に換算すると、試算1で最大2%、試算2で最大7%であることに相当する。また、橋軸と橋軸直

角方向を比較すると、前者が小さいケースがほとんどであり、橋軸方向の限界状態が橋梁全体の損傷の支配的要因であることが分かる。

支承の安全裕度が橋脚のそれを下回ることに対する信頼性指標の評価結果を表-7に示す。橋梁全体に対する β は、試算1では試設計橋梁No.5を除きほぼゼロ、また試算2では-1.7~-0.4となった。ここで β が負の場合は、図-3において平均値が安全裕度ゼロの線より左にあること、つまり、平均値は支承の安全裕度が橋脚のそれより小さくなることを意味する。これらを損傷確率換算すると、試算1では50%、試算2に至っては65~95%となり、支承が橋脚よりも先に損傷する確率が高いこととなる。この理由として、設計時の照査において3波平均の応答値を用いているため、地震動や構造物の位相特性の影響で支承の応答が大きくなるケースがあることがあげられる。

4. 耐力階層化係数の設定が橋梁全体系の耐震信頼性に及ぼす影響

(1) 耐力階層化係数の設定と橋梁の再設計

先に試設計した橋梁について、式(7)、式(8)の耐力階層化係数 γ_{pb} を1.1および1.2として再設計し、橋梁全体系の耐震信頼性に及ぼす影響を検討した。耐力階層化係数を導入したことは、式(7)でいえば、現行道示におけるタイプB ゴム支承の許容せん断ひずみ(250%)を、 $\gamma_{pb}=1.1$ の時は227% ($=250\%/1.1$) に、1.2の時は208% ($=250\%/1.2$) とした場合に相当する。再設計は、橋脚はそのままとし、支承条件だけを変更して行った。

耐力階層化係数を用いた場合の支承の再設計例を表-8に示す。支承に関する限界値を小さくしたため、5つの試設計橋梁全てにおいてNo.2の例と同様、耐力階層化係数の増加により支承厚さおよびせん断係数(一部を除く)が大きくなった。

(2) 耐力階層化係数を用いた場合の橋梁全体系の耐震信頼性の評価

耐力階層化係数 γ_{pb} と橋梁全体系の信頼性指標 β の関係を図-5に示す。また、 γ_{pb} と橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度の β も合わせて示す。

試算1では、いずれの橋梁の場合も耐力階層化係数が増加しても橋梁全体系の β はほとんど変化していない。これは、支承に関する限界状態が橋梁全体系の損傷確率に及ぼす感度が小さいことを示している。また、橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度の β は、耐力階層化係数が大きくなるにつれ全体的に若干大きくなった。これらのことから、試算1の場合、本研究で考慮したような耐力階層化係数の導入は、橋梁全体系の損傷確率ほとんど影響しないが、支承が橋脚より先に損傷しうる確率を小さくするうえで有効であるといえる。

これに対し、試算2では、いずれの橋梁の場合も γ_{pb} が大きくなるに従い橋梁全体系の β が大きくなり、 $\gamma_{pb}=1.0$ (現行設

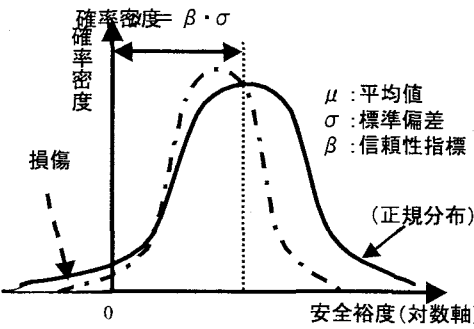


図-3 信頼性指標 β の定義

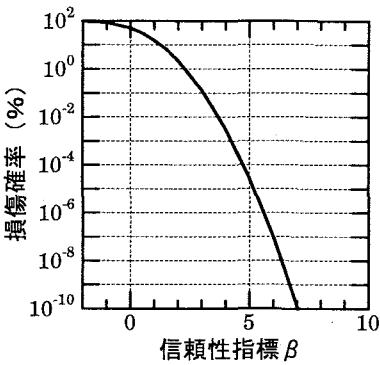


図-4 信頼性指標 β と損傷確率の関係

表-6 橋梁全体系の信頼性指標 β (現行設計による)

橋梁 No.	試算1			試算2		
	ALL	LG	TR	ALL	LG	TR
1	2.5	2.6	2.4	1.7	1.7	4.6
2	3.9	3.8	4.7	1.5	1.7	2.0
3	2.3	2.3	6.1	1.5	1.7	2.0
4	3.5	3.5	4.2	1.6	1.6	2.0
5	2.1	2.1	4.3	1.9	1.7	7.3

ALL: 橋梁全体系 LG: 橋軸方向 TR: 橋軸直角方向

表-7 橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度の信頼性指標 β (現行設計による)

橋梁 No.	試算1			試算2		
	ALL	LG	TR	ALL	LG	TR
1	0.6	0.5	1.2	-0.6	-0.7	0.7
2	0.1	0.1	-0.9	-1.4	-1.3	-2.2
3	0.4	0.4	0.0	-1.5	-2.7	-1.0
4	0.0	0.1	-1.9	-1.7	-1.7	-4.6
5	1.7	1.7	1.5	-0.4	-1.4	10.7

表-8 耐力階層化係数を用いた再設計結果 (試設計橋梁No. 2)

耐力階層化係数 γ_{pb}	1.0	1.1	1.2
支承有効幅(mm)	720	750	780
ゴム1層の厚さ(mm) ×層数	22×8	22×9	25×8
鋼板の鋼材と厚さ(mm)	SS400 3mm		
支承のせん断ばね定数 (kN/m)	14727	14205	15210

計)では1.5~2程度であったものが、 $\gamma_{pb}=1.1$ の時は2~3、 $\gamma_{pb}=1.2$ の時は2.5~4.5となり、また、橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度の β も同様に、 $\gamma_{pb}=1.0$ の時は-1.7~-0.4と全てのケースで負であったものが、 $\gamma_{pb}=1.1$ の時は-1.2~0.2、 $\gamma_{pb}=1.2$ の時は-0.7~0.7となり、橋脚の損傷が先行する確率が高くなった。これらのことから、支承に関する限界状態が橋梁全体の損傷確率および損傷形態の誘導に及ぼす感度が大きく、耐力階層化係数が橋梁全体の耐震信頼性向上に有効であるといえる。

前述のように、表-5において、試算1、試算2ともに支承のせん断ひずみの安全裕度が他の項目に比べて相対的に低くなっている。しかし、試算1では安全裕度3は確保しているのに対して、試算2では安全裕度が1に近いことから、支承のせん断ひずみが設計時に一層支配的な要因になっているといえ、これが試算2において耐力階層化係数が信頼性指標に及ぼす感度が試算1に比べて高くなった理由であると考えられる。

5. 結論

道示に基づいてRC橋脚の曲げ破壊が先行するように設計した水平力分散支承を有する橋梁を対象として、現行設計における橋梁全体の損傷確率の評価、および橋脚基部に損傷誘導するために必要な耐力階層化係数と橋梁全体の損傷確率の関係について検討し、次のような結果を得た。

- (1) 現行設計による橋梁全体損傷確率は、試算方法により異なり、試算した範囲においては試算1（静的照査法による場合）で最大2%、試算2（動的照査法による場合）で最大7%となった。また、試算より橋脚よりも支承が先に損傷する確率は、試算1では50%、試算2では65~95%となり、支承が橋脚よりも先に損傷する確率が高く、現行設計に基づいた場合、支承が先に損傷する確率が高くなる結果となった。しかしながら、本研究では支承を弾性体として取り扱っており、ハードニング等の影響を考慮していないことに注意が必要である。
- (2) 橋脚基部に損傷を誘導させることを目的として、支承の許容値に対する安全裕度として耐力階層化係数 γ_{pb} を導入し、橋梁全体の耐震信頼性および損傷誘導に及ぼす影響を検討した。この結果、試算1では橋梁全体の損傷確率はほとんど変わらなかったが、支承が橋脚より先に損傷する確率を小さくするうえで有効であることが分かった。これに対し、

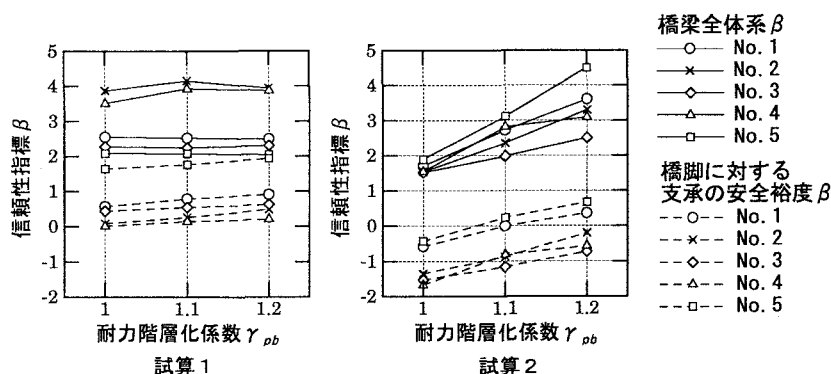


図-5 耐力階層化係数 γ_{pb} と橋梁全体および橋脚に対する支承の安全裕度の信頼性指標 β の比較

試算2では、耐力階層化係数が大きくなるにつれて、橋梁全体の損傷確率および支承が橋脚より先に損傷する確率がともに小さくなった。以上より、耐力階層化係数の導入が、橋梁全体の耐震信頼性向上に有効であるといえる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：「道路橋の耐震設計に関する資料」，1997.3
- 2) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」，2002.3
- 3) 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，pp.1-17，2002.11
- 4) 足立幸郎：「激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究」，京都大学学位論文，2002.1
- 5) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：「せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価」，土木学会論文集 No.372/V-5，pp.167-176，1986
- 6) A.H.-S.Ang, J.Abdelnour and A.A.Chaker : Analysis of Activity Networks under Uncertainty , Journal of Engineering Mechanics Division, Vol.101, No.EM4, pp.373-387, 1975