

### Ⅲ-3 信頼性を考慮した橋梁全体系の地震時限界状態設計法に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路勘定）  
研究期間：平 13～平 15  
担当チーム：耐震研究グループ（耐震）  
研究担当者：運上茂樹、西田秀明

#### 【要旨】

本研究では、信頼性理論に基づいた橋梁全体系の耐震性能評価法の確立を目指し、その基本となるキャパシティデザイン法に基づく抵抗構造および耐力階層化係数の提案、および変位ベース設計法に基づく性能評価解析法の提案を行うことを目的としている。

現行道路橋示方書において耐震性能 2 を満足する鉄筋コンクリート (RC) 橋脚および RC 橋脚一支承・上部構造系を対象に複数の限界状態を同時に考慮した耐震信頼性評価を行い、部分係数の感度分析および橋脚に損傷誘導するために必要な耐力階層化の提案を行うとともに、橋脚を変位ベース設計法に基づいて設計する際に等価線形化法を適用することを想定し、等価線形化法による最大応答変位推定精度を向上させるための等価剛性と等価減衰定数の設定法を提案した。

キーワード：限界状態設計法、信頼性理論、変位ベース設計法、等価線形化法

#### 1. はじめに

国際標準規格 (ISO2394—構造物の信頼設計基準) では、構造物の性能評価は確率を考慮した限界状態設計法に基づいて行うこととしている。これに伴い、各種の構造基準類において限界状態設計法の設計概念のもとキャパシティデザイン法及び変位ベース設計法といった新しい設計法に基づく方法が導入されつつある。道路橋示方書<sup>1)</sup> (以下、「道示」) についても部分係数を考慮した限界状態設計法への移行が検討されており、各構造部材の非線形特性を考慮し、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。

一般に、部材の耐震性能に関する評価は耐力項と荷重項 (慣性力) の大小関係に基づいて行う。しかし、部材が要求性能を満たすことを評価するためには、耐力だけでなく応答や残留変位等を含めた複数の限界状態を同時に考慮する必要がある。さらに、橋梁全体系を対象とした場合、橋脚の他に基礎や支承・上部構造に関する限界状態を考慮するとともに、キャパシティデザインの概念に基づきある部材に損傷誘導するための部材間の耐力階層化も同時に考慮する必要がある。このような評価を逐一行うことが理想的であるが、非常に煩雑であることから、実務設計においては、あらかじめ確率を考慮した信頼性理論に基づき設定した部分係数や耐力階層化係数を用い、要求耐震性能を満足するようにすることが有効である。

また、耐震性能との対応がより明確である変位ベース設計法では、設計変位と応答変位が等しくなるよう

に断面設計をするため、地震時の最大応答変位を簡便に推定できる手法が必要である。その一つとして、非線形挙動する構造物を等価な線形モデルに置き換えて非線形動的解析法による最大応答変位と等しい値を求める等価線形化法がある。この方法による最大応答変位推定の際、適切な剛性と減衰の設定が重要となる<sup>2)</sup>。

このような背景から、現行道示の耐震性能 2 を対象に、曲げ破壊型 RC 橋脚の複数の限界状態を考慮した耐震信頼性の評価および部分係数の感度分析を行うと共に、RC 橋脚一支承・上部構造系の耐震信頼性の評価および橋脚基部に損傷誘導するための耐力階層化係数を提案した。さらに、橋脚を変位ベース設計法に基づいて設計する際に等価線形化法を適用することを想定し、等価線形化法と非線形動的解析により求めた最大応答変位の比較から、等価線形化法による最大応答変位の推定精度を向上させるための等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  の設定法を提案した。

#### 2. 研究方法

##### 2.1 曲げ破壊先行型 RC 橋脚および橋梁全体系の耐震信頼性評価と部分係数および耐力階層化係数の設定

###### 2.1.1 RC 橋脚一支承・上部構造系の試設計

図-1 に示す II 種地盤上の 5 径間連続鋼 I 桁橋<sup>3)</sup> の P1 橋脚を対象に、基礎や上部構造に関する条件 (死荷重反力や支承反力など) は変更せずかつ十分な耐力を有するものとして、RC 橋脚 (コンクリート設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$ , SD345) と支承 (水平力分散ゴム支

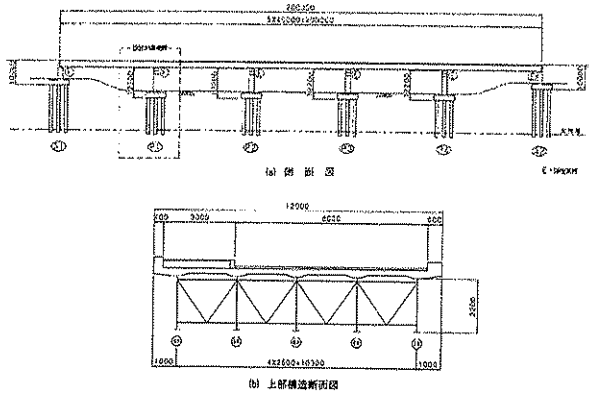


図-1 想定した橋梁系

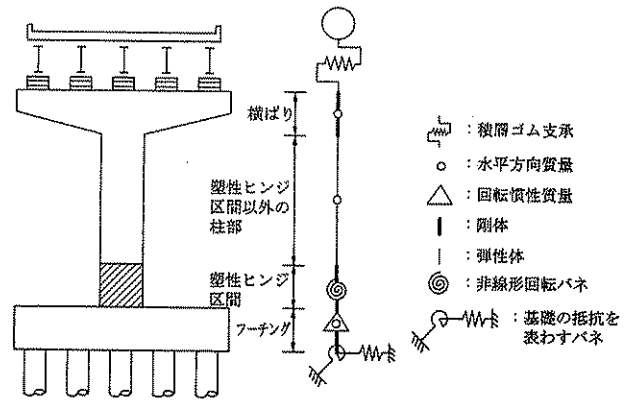


図-2 動的解析モデル

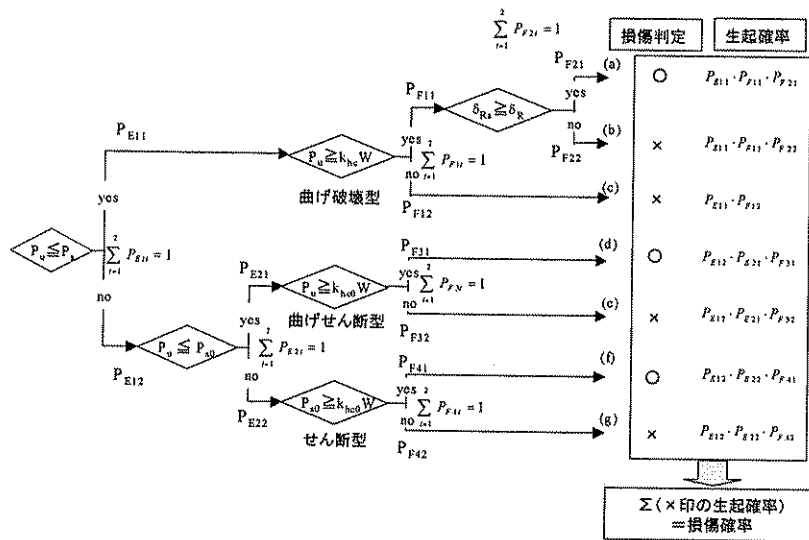


図-3 耐震性能2に対する橋脚の Event Tree (静的解析による照査の場合)

承およびBP 支承)の諸元を変更し現行道示の照査を満足するように試設計した。試設計は、RC 橋脚の固有周期がばらつくように矩形断面の断面諸元および橋脚高さを変え、支承タイプ毎に各5 ケース行った。水平力分散ゴム支承を有する橋梁では、全体系を図-2 のようにモデル化し、橋脚の塑性ヒンジ区間での  $M-\theta$  関係をトリリニア武田モデル、全体系の減衰を Reyleigh 減衰 (1 次固有振動数と 10Hz で 5%) とし、動的解析した。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で行った。

BP 支承を有する橋梁の場合、死荷重反力等の条件が同じである単純桁橋を想定し、静的照査を満足するように試設計した。使用材料は、支承部および支承取り付け部のアンカーボルトとも SS400 とした。

### 2. 1. 2 RC 橋脚の耐震信頼性評価と部分係数の感度分析の検討

材料特性のばらつきを考慮した場合に、現行設計において曲げ破壊先行型となる RC 橋脚の耐震信頼性の評価および部分係数の感度分析を、前節で設計した橋

表-1 RC 橋脚の耐震信頼性評価に用いる統計量<sup>4)</sup> (N/mm<sup>2</sup>)

	コンクリート		鉄筋	
	圧縮強度	弾性係数	降伏強度	弾性係数
平均値	29.3	$2.45 \times 10^4$	383	$2.0 \times 10^5$
変動係数	11%	圧縮強度に依存	5%	降伏強度に依存

※規格値を 95% の確率で上回るよう平均値を算出

脚を対象に行った。

材料のばらつきに関する統計量を表-1 に示す。弾性係数、曲げ応力度、せん断応力度は道示式に従うと共に材料強度と完全相関であるとした。また、ばらつきは正規分布に従うとした。これら以外は全て確定量とした。

現行道示の耐震性能 2 に対する橋脚の Event Tree を図-3 に示す。図-3 菱形内の 6 つの限界状態式に対する生起確率から条件付き確率として求めた各損傷モードの損傷確率の和としてシステム損傷確率を評価した。動的解析により照査するゴム支承を用いた橋脚

では、塑性率と残留変位を限界状態として考慮した。

応答値は、BP 支承を有する橋脚については静的解析、ゴム支承を有する橋脚については支承・橋脚を含めた全体系による動的解析（レベル2地震動タイプII標準波3波）に基づいて求めた。

耐震信頼性評価は、モンテカルロシミュレーション（シミュレーション回数は静的解析では1000回、動的解析では地震波1波あたり100回）結果から、以下の3つの方法で行った。

- 各限界状態に対して安全裕度 R/S（耐力と応答の比）を求め、この集合が対数正規分布に従うとし、安全裕度が1を下回る確率をその限界状態の生起確率とした。この生起確率を図-3に示す各項目に当てはめ全体の損傷確率を評価する方法。
- モンテカルロシミュレーションにより損傷となった個数を求め全体の損傷確率を評価する方法。
- 表-2の一番右の列のように、複数の限界状態に対して各試行回における安全裕度が最小となる値を求め、この集合が対数正規分布に従うとし、安全裕度が1を下回る確率として全体の損傷確率を評価する方法。

次に、部分係数の設定が橋脚の耐震信頼性におよぼす影響について検討した。対象とする部分係数は、式(1)～(6)に示す $\gamma_{b1}$ 、 $\gamma_{b2}$ 、 $\gamma_{b3}$ 、 $\gamma_{b4}$ 、 $\gamma_{b5}$ 、 $\gamma_{b6}$ とした。

$$P_s / P_u \geq \gamma_{b1} \quad (1)$$

$$P_{s0} / P_u \geq \gamma_{b2} \quad (2)$$

$$P_u / (k_{hc} \cdot W) \geq \gamma_{b3} \quad (3)$$

$$P_u / (k_{hc0} \cdot W) \geq \gamma_{b4} \quad (4)$$

$$P_{s0} / (k_{hc0} \cdot W) \geq \gamma_{b5} \quad (5)$$

$$\delta_{Ra} / \delta_R \geq \gamma_{b6} \quad (6)$$

$P_u$  : 曲げ耐力

$P_s$  : 荷重交番繰返し作用を考慮したせん断耐力

$P_{s0}$  : 荷重交番繰返し作用を考慮しないせん断耐力

$W$  : 等価重量

$k_{hc}$  : レベル2地震動の設計水平震度

$k_{hc0}$  : レベル2地震動の設計水平震度の標準値

$\delta_{Ra}$  : 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高さの1/100）

$\delta_R$  : 残留変位

表-2 複数の限界状態を考慮した損傷確率評価法

試行回数	安全裕度 R/S			健全性評価 ○:健全 ×:損傷	安全裕度 min.
	限界状態1	限界状態2	限界状態3		
1	1.2	0.7	1.3	×	0.7
2	2.0	1.5	2.2	○	1.5
3	0.8	0.7	0.7	×	0.7
・	・	・	・	・	・
n	・	・	・	・	・

曲げ破壊型の場合において耐震信頼性に及ぼす感度が大きな限界状態に対する部分係数（式(1)、(3)、(6)）を変更して必要に応じて再設計した橋脚に対し、上記式(1)～(6)の部分係数の一つを1.0（現行設計）、1.1、1.2と変化させた場合の耐震信頼性に及ぼす感度を分析した。

### 2. 1. 3 橋梁全体系の耐震信頼性評価と耐力階層化係数の検討

RC 橋脚一支承・上部構造系を対象として耐震信頼性評価および橋脚に損傷誘導するための耐力階層化係数を検討した。

限界状態式は、橋脚および支承に関する照査項目に対応するものとして、以下を考慮した。

- 橋脚の地震時保有水平耐力

$$g = P_a / k_{hc} W \quad (7)$$

$P_a$  : RC 橋脚の地震時保有水平耐力

- 橋脚のせん断耐力

$$g = (\alpha_1 V_c + \alpha_2 V_s) / \alpha_3 V_{act} \quad (8)$$

$V_c$  : 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

- 橋脚の変形性能

$$g = \alpha_4 \delta_u / \delta_{act} \quad (9)$$

$\delta_u$  : 橋脚の終局変位

$\delta_{act}$  : 応答変位

- 橋脚の残留変位

$$g = \delta_{Ra} / \{C_R (\delta_{act} - \delta_y)\} \quad (10)$$

$C_R$  : 残留変位比応答スペクトル

- 支承の破断時せん断ひずみ（ゴム支承時）

$$g = \alpha_5 \gamma_u / \alpha_6 \gamma_{act} \quad (11)$$

$\gamma_u$  : 破断時せん断ひずみ

$\gamma_{act}$  : 応答せん断ひずみ

・ 支承の座屈耐力 (ゴム支承時)

$$g = \alpha_7 \sigma_u / \alpha_8 \sigma_{act} \quad (12)$$

$\sigma_u$  : 支承の座屈応力

$\sigma_{act}$  : 鉛直荷重による平均支圧応力度 (確定量)

・ アンカーボルト引張耐力 (BP 支承時)

$$g = \alpha_5 \sigma_u / \alpha_6 (p_{act} / A_s) \quad (13)$$

・ アンカーボルトせん断耐力 (BP 支承時)

$$g = \alpha_7 \tau_u / \alpha_8 (Q_{act} / A_s) \quad (14)$$

・ アンカーボルト合成応力 (BP 支承時)

$$g = 1.0 / \sigma \quad (15)$$

$$\sigma = (\alpha_6 (p_{act} / A_s) / \alpha_5 \sigma_u)^2 + (\alpha_8 (Q_{act} / A_s) / \alpha_7 \tau_u)^2$$

ここで、式中の $\alpha$ は評価式に含まれるばらつきを考慮した係数である。使用材料等のばらつきに関する統計量を表-3、4に示す。なお、ばらつきはいずれも正規分布に従うと仮定とした。

耐震信頼性評価と耐力階層化係数の試算は、以下の3ケースで行った。

・ 試算1

BP 支承を用いた橋梁系を対象に、道示の静的照査法 (地震時保有水平耐力法) により評価する。限界状態式は式(7)、(8)、(10)、(13)~(15)を用い、評価式に含まれるばらつき $\alpha$ は考慮せず、材料特性のばらつきのみ考慮する。

・ 試算2

BP 支承を用いた橋梁系を対象に、文献<sup>5)</sup>と同様、評価式に含まれるばらつきも考慮して評価する。限界状態式は式(8)~(10)、(13)~(15)、コンクリートが負担するせん断耐力評価式に二羽式<sup>6)</sup>を用いた。

・ 試算3

ゴム支承を用いた橋梁系を対象に、動的解析により評価する。評価式に含まれるばらつきは考慮しない。限界状態式は式(8)~(12)、動的解析の入力波はレベル2地震動II種地盤標準波3波、コンクリートが負担するせん断耐力評価式は二羽式<sup>6)</sup>を用いた。耐震信頼性評価法は、前節の方法(c)によった。

次に、キャパシティデザインの概念に基づき、ある部材に損傷誘導するために必要な部材間の耐力階層化について検討した。現行道示では、主に修復性の観点から橋脚に損傷を誘導するように設計することが一般的であることから、橋脚に損傷誘導するために必要な

表-3 橋梁全体系の耐震信頼性評価に用いる統計量

(1)RC 橋脚<sup>5)</sup> (N/mm<sup>2</sup>)

	コンクリート		鉄筋	
	圧縮強度	弾性係数	降伏強度	弾性係数
平均値	28.2	圧縮強度	354	2.0×10 <sup>5</sup>
変動係数	10%	に依存	7%	1%

(2)ゴム支承<sup>7)</sup>

	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数	破断ひずみ $\gamma_u$
平均値	設計値	4%	340%
変動係数	8%	(確定値)	13%

(3)アンカーボルト

	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
平均値	259	150
変動係数	9%	9%
備考	平均：基準降伏応力 235 N/mm <sup>2</sup> × 1.1	

表-4 各ばらつき要因の基本統計量<sup>5),7)</sup>

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%
$\alpha_1$	1.02	8.2%
$\alpha_2$	1.22	14.5%
$\alpha_3$	1.00	30.0%
$\delta_u$	終局変位算定式	6.1%
$\delta_{act}$	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て、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2のみ)	
$\alpha_4$	1.16	25.0%
$\delta_y$	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2のみ)
$\alpha_5, \alpha_7$	1.00	10.0%
$\alpha_6, \alpha_8$	1.00	30.0%

橋脚と支承の耐力格差をつける係数として耐力階層化係数の設定した。耐力階層化係数は、動的照査への適用性や、現行道示における設計体系に加味することを考慮して、支承の許容値  $R$  に対する安全裕度として式(16)のように定義した。

$$R/S = \gamma_{pb} \quad (16)$$

$S$  : 応答値

$\gamma_{pb}$  : 耐力階層化係数

最後に、この係数が橋梁全体系の損傷確率や損傷形態に及ぼす影響を検討した。

2.2 等価線形化法による最大応答変位推定精度に関

する検討

RC 橋脚、コンクリート充填鋼製橋脚および鋼製橋脚をバイリニア型の非線形特性を有する 1 質点系としてモデル化し、二次剛性比 $\beta$ 、履歴特性および構造減衰定数 $h_0$ を表-5のように設定した。ここで、比較のため $\beta=0$ のバイリニアモデルに対する解析も行った。設計変位に相当する目標塑性率 $\mu$ と初期剛性から決まる初期固有周期 $T_0$ は表-6のとおりとした。

対象入力地震動は、1963年から1980年までに地盤上に設置した地震計で観測され建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所が数値化したマグニチュード6.5以上の地震63成分の強震記録<sup>6)</sup>に、各機関により観測された1995年兵庫県南部地震および2000年鳥取県西部地震をはじめとする38成分の強震記録を加えた101成分とした。これを地震動タイプおよび地盤種別で示すと、タイプI地震動のI種地盤19成分、II種地盤41成分、III種地盤14成分、タイプII地震動のI種地盤15成分、II種地盤9成分、III種地盤3成分となる。等価剛性および等価減衰定数の設定に関する検討では、全101成分のうち表-7に示す地盤種別毎にSI値の大きい順に選定したタイプI地震動5波、タイプII地震動2~4波を対象とした。

等価剛性 $k_{eq}$ (図-4)は、地震応答の非正常性を考慮した割線剛性が用いられることが多いことを考慮し、最大応答変位 $\delta_{max}$ 時および最大応答の70%時の割線剛性を検討対象とし、式(17)のように表す。

$$k_{eq} = \frac{1 + \beta(c_B \mu - 1)}{c_B \mu} k_0 \quad (17)$$

- $c_B$  : 最大応答変位に乗じる係数(1.0または0.7)
- $\mu$  : 塑性率 (=  $\delta_{max} / \delta_y$ )
- $\delta_{max}$  : 非線形応答変位の最大値
- $\delta_y$  : 降伏変位
- $k_0$  : 初期剛性

等価減衰定数 $h_{eq}$ (図-5)は、一般に最大応答変位に相当する定常1ループの履歴吸収エネルギー量から求められ、履歴特性、二次剛性比および塑性率から式(18)、(19)となる。

バイリニアモデルの場合

$$h_{eq0} = \frac{2(1-\beta)\{1-(c_B \mu)^{-1}\}}{\pi c_B \{1+\beta(c_B \mu - 1)\}} \quad (18)$$

武田モデルの場合

表-5 1質点系構造モデルの設定条件

橋脚形式	二次剛性比 $\beta$	履歴モデル	構造減衰定数 $h_0$
RC橋脚	0 ( $10^{-5}$ )	武田モデル	0.02
コンクリート充填鋼製橋脚	0.05	バイリニア	0.01
鋼製橋脚 (比較用)	0 ( $10^{-5}$ )		

表-6 解析対象パラメータ

目標塑性率 $\mu$	3, 5, 7
初期固有周期 $T_0$ (秒)	0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 2.0

表-7 等価減衰定数の補正検討に用いた強震記録 (SI値の大きい順)

地盤種別	地震動タイプ	入力地震動	SI値
I	I	釧路気象台 (1993年釧路沖)	76
		七峰橋 (1983年日本海中部)	21
		開北橋 (1974年宮城県沖)	11
		幌満橋 (1968年東北東方沖)	6
		沼津変電所 (1978年大島近海)	6
	II	神戸海洋気象台、猪名川 (1995年兵庫県南部)	113,47
II	I	温根沼大橋 (1994年北海道東方沖)	54
		釧路港 (1973年根室半島沖)	36
		板島橋 (1968年愛媛県西部沿岸)	33
		平大橋 (1978年宮城県沖)	14
	II	細島港 (1970年宮崎県沖)	12
	II	葦合、JR 鷹取駅 (1995年兵庫県南部)	148,142
III	I	SYLMAR (1994年ノースリッジ)	113
		尼崎高架橋 (1995年兵庫県南部)	55
		津軽大橋 (1983年日本海中部)	44
		高知港 (1968年日向灘)	14
		青森港 (1968年青森県東方沖)	11
	II	新岩田変電所 (1978年大島近海)	10
I	衣浦港 (1969年岐阜県中部)	5	
II	東神戸大橋、ポートアイランド (1995年兵庫県南部)	76,71	

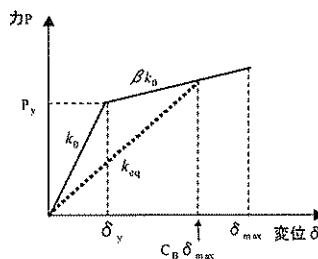


図-4 等価剛性の定義

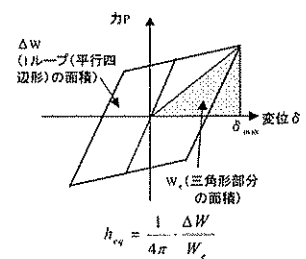


図-5 等価減衰定数の定義

$$h_{eq0} = \frac{1}{\pi} \{1 - (c_B \mu)^{\alpha-1}\} \quad (19)$$

$\alpha$  : 除荷剛性低下率 ( $\alpha=0.5$ と仮定)

目標塑性率 $\mu$ を既知とすると等価固有周期 $T_{eq}$ と $T_0$ は式(20)で表せる。

表-8 橋脚および支承の試設計結果

(1)BP 支承

橋梁 No.		1	2	3	4	5	
橋	断面高(m)	橋軸	4.50	2.50	3.50	2.00	5.00
		橋軸直角	4.50	5.00	5.00	6.50	6.50
	柱高(m)		19.5	11.50	17.50	8.50	26.50
	脚	軸方向鉄筋 径と本数	橋軸	D29-36本×2	D32-34本×2	D32-39本×2	D32-51本
橋軸直角			D32-17本		D32-27本	D32-15本	D32-39本
横拘束筋径 と本数		橋軸	D16-8本	D13-6本	D16-6本	D16-6本	D13-8本
		橋軸直角		D13-5本	D16-7本	D16-4本	D13-7本
支 承	支承幅(mm)		800	600	600	540	540
	支承高さ(mm)		315	250	250	230	230
	アンカー径と本数		φ70(M68)×4	φ70(M68)×4	φ65(M64)×4	φ60(M60)×4	φ55(M52)×4

(2)ゴム支承

橋梁 No.		6	7	8	9	10	
橋	断面高(m)	橋軸	4.50	2.50	3.50	2.00	5.00
		橋軸直角	4.50	5.00	5.00	6.50	6.50
	柱高(m)		19.5	11.50	17.50	8.50	26.50
	脚	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
橋軸直角			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		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		21.0×7	22.0×8	21.0×7	23.0×7	25.0×8
	鋼板の鋼材と厚さ(mm)		SS400 3mm				

$$T_{eq} = \sqrt{\frac{c_B \mu}{\{1 + \beta(c_B \mu - 1)\}}} \cdot T_0 \quad (20)$$

この式において、二次剛性比 $\beta$ と、 $T_{eq}$ と $T_0$ の比が具体的に決まると、剛性が固有周期の2乗に反比例することから降伏変位 $\delta_y$ や降伏耐力 $P_y$ が一義的に決定できる。

以上により定めた骨格曲線と履歴特性を有する1質点系に対して、対象とする地震動を入力して非線形動的解析を行う。ここで、非線形動的解析は、初期剛性時の減衰定数を表-5の通りとした初期剛性比例型粘性減衰とし、直接積分法による時刻歴応答解析を行った。応答変位の精度は非線形動的解析の結果と等価線形化法による最大応答変位 $\mu\delta_y$ を比較して検討した。

最後に、応答変位の推定精度を向上させるために、式(21)のように等価減衰定数補正係数 $\gamma$ を導入した。

$$h_{eq} = \gamma \cdot h_{eq0} \quad (21)$$

$h_{eq0}$  : 式(18)、(19)で定めた等価減衰定数

$\gamma$ を0から1まで0.1刻みで変化させ、等価減衰定数補正係数と最大応答変位の推定精度との関係を振幅比(等価線形化法による最大応答変位を非線形動的解析法による最大応答変位で除した比、以下「振幅比」)の平均と1 $\sigma$ のばらつきを求めて評価した。

表-9 RC橋脚の耐震信頼性評価結果

(1)BP支承を有する橋脚

橋梁 No.	1	2	3	4	5	
方法 a $P_f$	0.3%	7.7%	6.6%	≒0%	0.1%	
方法 b $P_f$	0.6%	8.8%	6.8%	0%	0.1%	
方法 c	$P_f$	0.3%	7.7%	5.8%	≒0%	0.1%
	$\beta$	2.7	1.4	1.6	6.6	3.1

(2)ゴム支承を有する橋脚

橋梁 No.	6	7	8	9	10	
方法 a $P_f$	6.7%	8.1%	2.5%	2.8%	≒0%	
方法 b $P_f$	6.0%	0%	0%	0.3%	0%	
方法 c	$P_f$	6.1%	3.1%	2.2%	1.1%	0.1%
	$\beta$	1.5	1.9	2.0	2.3	7.3

表-10 各限界状態の生起確率

橋梁 No.	1	2	3	4	5	
橋軸 方向	$P_{E11}$	1	1	1	1	1
	$P_{E21}$	1	1	1	1	1
	$P_{F11}$	1	0.923	0.996	1	0.999
	$P_{F21}$	1	≒1	0.990	≒1	1
	$P_{F31}$	0	0	0	0	0
	$P_{F41}$	0	0	0	0	0
橋軸 直角 方向	$P_{E11}$	1	1	1	1	1
	$P_{E21}$	1	1	1	1	1
	$P_{F11}$	0.997	1	0.943	1	1
	$P_{F21}$	1	1	1	≒1	1
	$P_{F31}$	0	0	0	≒0	0
	$P_{F41}$	0	0	0	≒0	0

※0は $10^{-20}$ 以下、1は $(1-10^{-20})$ 以上を指す

### 3. 研究結果

#### 3. 1 RC 橋脚の耐震信頼性評価と部分係数の感度分析結果

##### 3. 1. 1 現行設計における RC 橋脚の耐震信頼性

表-8 に示す試設計橋梁に対して、現行設計による RC 橋脚の損傷確率  $P_f$  と耐震信頼性指標  $\beta$  の評価結果を表-9 に示す。ここでの評価では橋軸及び橋軸直角方向ともに考慮している。また、 $\beta$  は、R/S の対数平均値  $\lambda$  と標準偏差  $\sigma$  から  $\lambda/\sigma$  で定義した。

さらに、各損傷モードの生起確率（橋梁 No.1~5 のみ）を表-10 に示す。

表-9 において、方法(a)による損傷確率と方法(b)による損傷確率はほぼ同じとなった。また、方法(c)もほぼ同等であることから、いずれの評価法によっても耐震性能をほぼ同等に評価できることが確認できた。

BP 支承を用いた橋脚では、橋脚の損傷確率は最大 7.7% であるが、橋梁 No.2, 3 を除くと 1% 未満である。表-10 より、橋梁 No.2 では橋軸方向の、No.3 では橋軸直角方向のそれぞれ曲げ耐力が他の橋梁および損傷モードの生起確率より大きいことから、これらが損傷の支配的要因であることがわかる。また、試算範囲ではせん断破壊モードとなる確率はほぼゼロとなったが、軸方向鉄筋と帯鉄筋の強度のばらつきを完全相関としたことによりせん断耐力と曲げ耐力の相関性が高くなったためと考えられる。一例として、橋梁 No.2 の橋軸直角方向を対象に軸方向鉄筋と帯鉄筋の強度のばらつきを独立として取り扱い耐震信頼性を評価した結果、完全相関とした場合はほぼ全て曲げ破壊モードとなったのに対し 23% がせん断破壊モードとなるとともに、全体の損傷確率もほぼゼロから 23% と大きくなった。このことから、統計量の相関の取り扱いが耐震信頼性評価に大きな影響があることがわかる。

ゴム支承を有する橋脚は、No.6 で 6.7%、No.7 で 8.1% とやや高く、それ以外でも 3% 程度 BP 支承の場合と比べると耐震信頼性が低くなった。これは、動的解析では応答変位が大きくでやすいことが要因の一つと考えられる。また、地震動によっても耐震信頼性の評価結果が大きく異なったケースもあり、地震動の位相特性のばらつきの影響も大きいと考えられる。

以上より、試算の範囲において、橋脚の材料特性のばらつきを考慮した場合、支承タイプの違いによらず小さめに見積もっても現行の道示照査条件を約 9 割以上の確率で満足することがわかる。

##### 3. 1. 2 部分係数の設定が RC 橋脚の耐震信頼性に及ぼす影響

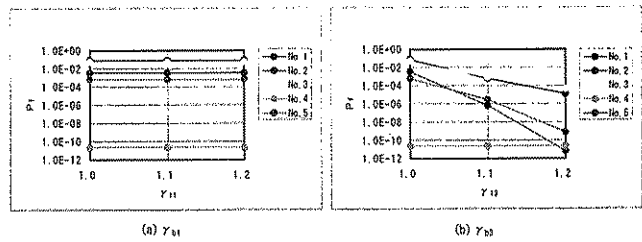


図-6 橋脚の耐震信頼性に及ぼす部分係数の感度分析結果

表-11 橋梁全体系の信頼性指標  $\beta$  評価結果

橋梁 No.	試算 1			試算 2		
	ALL	LG	TR	ALL	LG	TR
1	1.8	1.8	3.2	0.4	0.4	2.2
2	1.9	1.9	5.1	0.5	0.5	1.4
3	1.6	1.8	2.2	0.3	0.4	1.9
4	3.1	3.1	6.0	0.6	0.6	1.2
5	2.8	2.8	5.3	0.5	0.5	2.6

橋梁 No.	試算 3		
	ALL	LG	TR
6	1.7	1.7	4.6
7	1.5	1.7	2.0
8	1.5	1.7	2.0
9	1.6	1.6	2.0
10	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-12 橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度の信頼性指標  $\beta$

橋梁 No.	試算 1	試算 2	試算 3
1(6)	0.6	-1.1	-0.6
2(7)	1.9	-0.5	-1.4
3(8)	1.1	-0.8	-1.5
4(9)	-0.4	-1.2	-1.7
5(10)	1.1	-1.0	-0.4

部分係数が橋脚システムの耐震信頼性に及ぼす影響を評価するために行った感度分析結果を図-6 に示す。曲げ耐力に関する部分係数  $\gamma_{b2}$  が橋脚の耐震信頼性に及ぼす影響が大きい、その他の係数は感度がほとんどない結果となり、橋脚が目標とする耐震信頼性を確保するには、実質  $\gamma_{b2}$  のみを変化させればよいことがわかった。

#### 3. 2 RC 橋脚-支承・上部構造系の耐震信頼性評価と耐力階層化係数の提案

##### 3. 2. 1 現行設計における橋梁全体系の耐震信頼性

現行設計による橋梁全体系の耐震信頼性評価結果を表-11 に示す。 $\beta$  は、試算 1 では 1.8 (損傷確率約 4%) ~ 3.1 であるが、試算 2 では 0.4 (同、約 35%) ~ 0.6 と小さくなっている。両者の主な違いは評価式のばらつきの扱いであることから、これが耐震信頼性評価に大きく影響するといえる。試算 3 における  $\beta$  は、1.5 (同、約 7%) ~ 1.9 となり、橋梁諸元が異なるの

で一律に比較できないものの試算1と同程度の耐震信頼性を有しているといえる。また、橋梁全体の耐震信頼性は、橋軸方向の耐震信頼性が支配的である。

橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度の信頼性指標を表-12に示す。 $\beta$ は、試算1では-0.4(損傷形態逆転確率約66%)~1.9でありNo.1とNo.4で損傷形態逆転確率が高くなっているが、それ以外は約9割の確率で橋脚の損傷が先行する評価結果となった。これとは逆に、試算2では $\beta$ が-1.2(同、約88%)~0.5、試算3では-1.7(同、約99%)~0.4と、支承の損傷が先行する確率の方が高い結果となった。この原因として、試算2では主として変形に関するばらつき要因の設定、試算3では応答変形が大きくなる動解の特性により、変形に関する限界状態が耐震信頼性評価上支配的となったためと考えられる。

### 3. 2. 2 耐力階層化係数が橋梁全体の耐震信頼性に及ぼす影響

耐力階層化係数 $\gamma_{pb}$ を1.1および1.2として支承を再設計し、橋梁全体の耐震信頼性を評価した結果を図-7に示す。なお、耐力階層化係数導入の効果は、せん断ひずみでみると、現行道示の許容せん断ひずみ(250%)を $\gamma_{pb}=1.1$ の時は227%(=250%/1.1)、1.2の時は208%(=250%/1.2)としたことと同等である。試算1では、全体の耐震信頼性は必ずしも向上していないが、耐力階層化係数を大きくすることで橋脚へ損傷が誘導されている。全体の耐震信頼性が向上していないのは、橋脚の諸元を変えていないことから、橋脚の耐震信頼性以上には向上しないためである。試算2でも同様な傾向であるが、橋脚に損傷誘導するにはさらに耐力階層化係数を大きくする必要がある。試算3では、耐力階層化係数が大きくなるにつれて全体の耐震信頼性が向上する共に、橋脚への損傷が誘導される割合が増えている。

以上より、耐力階層化を図りつつ橋梁全体の耐震信頼性を向上させるために耐力階層化係数の設定が有効であるといえる。仮に全体の耐震信頼性として $\beta=1.0$ を確保するとした場合に必要 $\gamma_{pb}$ は、試算1および3では1.0、試算2では1.2とすればよいことになる。さらに、橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度に対して $\beta=1.0$ を確保するために必要 $\gamma_{pb}$ は、試算1で=1.2、試算2、3では最も $\beta$ が低いケースを直線補完し外挿すると、それぞれ2.35、1.65となる。

### 3. 3 等価線形化法による最大応答変位推定精度の検討結果

#### 3. 3. 1 各要因が推定精度に及ぼす影響

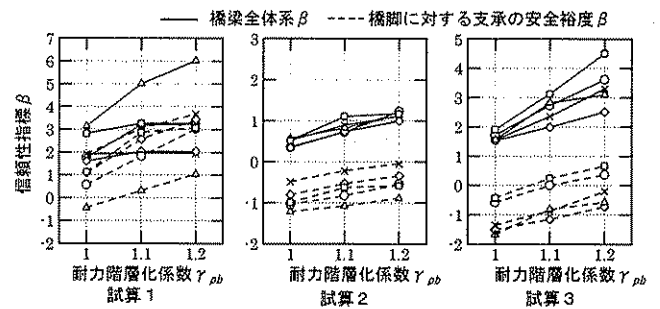


図-7 耐力階層化係数と信頼性指標の関係

等価線形化法と非線形解析により求めた最大応答変位の比較を図-8に示す。目標塑性率、地震動タイプ、地盤種別についての影響は有意な差がなかったためこれらは一括して検討した。

等価剛性 $k_{eq}$ については、最大応答値そのままの場合( $c_B=1.0$ )より最大応答値の70%に対応する剛性を用いた場合( $c_B=0.7$ )の方が、等価線形化法による最大応答値が若干大きくなった。また、等価剛性の違いによる最大応答変位の推定精度の影響は、バイリニアモデルではほとんどないが、武田モデルでは推定精度が向上すると共にばらつきも低減した。

履歴特性および二次剛性比 $\beta$ については、バイリニアモデルで二次剛性比が大きくなるにつれて推定精度が向上し、かつばらつきも小さくなった。また、特に二次剛性比が小さい場合に、等価線形化法による最大応答値がある程度の値より増加しなくなる傾向が見られた。また、二次剛性比が同じで履歴特性が異なる場合、武田モデルの方が推定精度が高くなった。

#### 3. 3. 2 等価減衰補正定数と最大応答変位の推定精度の検証

等価減衰補正定数 $\gamma$ を0.1から1まで変化させ、 $\gamma$ 毎に振幅比の平均と $1\sigma$ のばらつきを求めた結果、履歴モデルや二次剛性比によらず、 $\gamma$ が大きくなる(減衰が大きくなる)につれて振幅比が小さくなる傾向があった。これより、等価線形化法による推定値が非線形動的解析とほぼ同じ値となる振幅比の平均が1を超えた時の値を求めると表-13となる。

以上で求めた等価減衰定数補正係数を用い、前述した全101波を対象として最大応答変位の推定精度の検証を行った。ここでは初期固有周期が0.1、1.5、3.0秒の場合も解析した。

最大応答変位の相関を図-9に示す。等価減衰定数補正係数を用いる前に比べ、振幅比1に対応している割合が増えており、相関係数もバイリニアの二次剛性比0のケースを除き0.95程度以上と推定精度が向上した。バイリニアモデルで比べると、二次剛性比が大



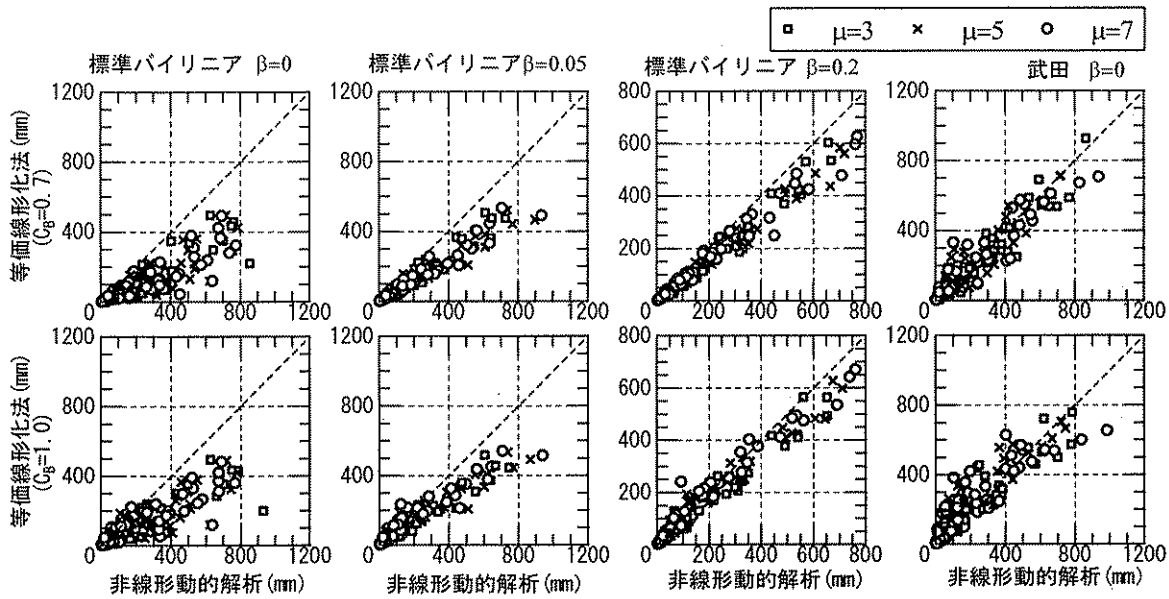


図-8 等価線形化法と非線形動的解析による最大応答変位の関係

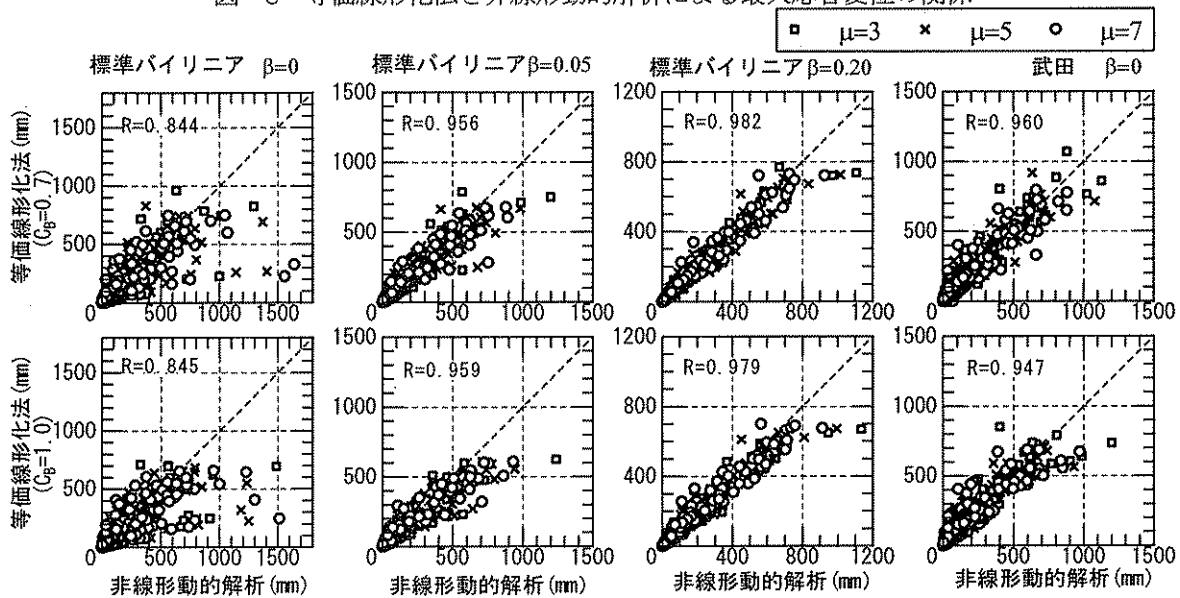


図-9 等価減衰定数補正係数を用いた場合の最大応答変位の相関 (R: 相関係数、101 成分)

きくなるにつれ推定精度が向上し、かつばらつきも小さくなった。二次剛性比が0のバイリニアモデルと武田モデルを比較すると、武田モデルでの推定精度が良い。これはもともと武田モデルでは $\gamma$ が1に近く履歴減衰をあまり大きく見込んでいないためである。また、等価剛性の違いによる推定精度の差はそれほど生じていない。これは等価剛性の取り方の違いによる履歴減衰の違いが、等価減衰定数補正係数をかけることでうち消されるためと考えられる。

以上より、表-13の等価減衰補正定数を用いることで各種橋脚の非線形最大応答変位を精度よく推定できることが検証できたといえる。

### 3.4 橋梁の信頼性評価に用いる部分係数の解析手法

表-13 振幅比の平均が1を超える時の等価減衰定数補正係数

二次剛性比 $\beta$	最大応答変位に乗じる係数 $CB$	等価減衰定数補正係数 $\gamma$	
		バイリニア	武田
0	1.0	0.4	0.9
	0.7	0.3	0.7
0.05	1.0	0.7	/
	0.7	0.5	
0.2	1.0	0.9	
	0.7	0.7	

### の提案

信頼性理論に基づいた耐震信頼性評価法および部分係数の解析手法については確立された方法がなかった

ことから、この分野の研究が精力的に行われている3大学（東北大学、山梨大学、香川大学）への委託研究を実施し、構造最適化手法に基づく方法、損傷度曲線に基づく方法および統計的手法に基づく方法の提案を受けた。

#### 4. まとめ

現行道示の耐震性能2を対象に、曲げ破壊型RC橋脚の複数の限界状態を考慮した耐震信頼性の評価および部分係数の感度分析を行うと共に、RC橋脚-支承・上部構造系の耐震信頼性の評価および橋脚基部に損傷誘導するための耐力階層化係数を検討した。さらに、橋脚を変位ベース設計法に基づいて設計する際に等価線形化法を適用することを想定し、等価線形化法と非線形動的解析により求めた最大応答変位の比較から、等価線形化法による最大応答変位の推定精度を向上させるための等価剛性と等価減衰定数の設定法を検討した。

その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 橋梁システムの耐震信頼性評価法として、地震損傷解析に基づき各限界状態の生起確率の条件付き確率から評価する方法、複数の限界状態を考慮して求めた最小安全裕度から評価する方法を提案し、現行設計により耐震性能2を満足する曲げ破壊先行型RC橋脚に対して適用した。これらの方法により材料特性のばらつきを考慮して耐震信頼性評価を行った結果、いずれの方法もほぼ同等の評価結果となると共に支承タイプによらず道示照査条件を約9割以上の確率で満足することがわかった。
- 2) しかし、1)において、軸方向鉄筋と帯鉄筋の材料特性を独立として評価した例では、2割強がせん断破壊型へ移行し損傷した。このことから統計量の相関の取り扱いが耐震信頼性評価に大きく影響する。
- 3) 橋脚に関する部分係数の感度分析の結果、曲げ耐力に関する部分係数を変化させることが、曲げ破壊先行型橋脚の耐震信頼性向上に有効であることがわかった。
- 4) 現行設計による橋梁全体系の耐震信頼性を評価した結果、試算条件により $\beta$ に差が生じ、評価式のばらつきを考慮した試算2 ( $\beta$ は0.4~0.6) および動的解析による試算3 (同、1.5~1.9) の値が、材料特性のばらつきのみを考慮した試算1 (同、1.6~3.1) に比べて小さくなった。また、橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度を検討した結果、

試算1では約9割の確率で橋脚に損傷が誘導されるが、逆に試算2、3では9割を超える確率で支承に損傷が誘導される結果となった。

- 5) 橋脚に損傷を誘導するために耐力階層化係数を導入し耐震信頼性評価を行った結果、耐力階層化係数を大きくすることで、橋脚に損傷が生じる確率が増加し、耐力階層化係数の有効性が確認できた。仮に全体系の耐震信頼性として $\beta=1.0$ を確保するとした場合に必要な $\gamma_{pb}$ は、試算1および3では1.0、試算2では1.2となった。また、橋脚の安全裕度に対する支承の安全裕度に対して $\beta=1.0$ を確保するために必要な $\gamma_{pb}$ は、試算1で=1.2、試算2、3では最も $\beta$ が低いケースを直線補完し外挿すると、それぞれ2.35、1.65となる。
- 6) 等価線形化法による最大応答変位の推定精度を向上させるための等価減衰補正係数(表-13)を提案し、二次剛性比0のバイリニアモデルの場合を除き相関係数は0.95程度以上確保できることを検証した。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説V 耐震設計編」, 2002.3
- 2) 矢部正明：等価線形化法による非線形応答の簡易推定, 第3回橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会, 土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法に関する研究小委員会, pp.141-170, 2000.
- 3) 日本道路協会：「道路橋の耐震設計に関する資料」, 1997.3
- 4) (社)土質工学会：「土質データのばらつきと設計」, p69, 1988.
- 5) 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
- 6) 二羽淳一郎, 山田一宇, 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
- 7) 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」, 京都大学博士論文, 2002.1
- 8) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その3) -最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発-, 土木研究所資料第1864号, 1982.