

III-5 耐震性能の検証技術に関する研究

研究予算：運営費交付金(一般勘定)

研究期間：平 11～平 14

担当チーム：耐震チーム

研究担当者：運上 茂樹、三上 卓、
星隈 順一

【要旨】

本研究では、構造物に要求される性能を明確にするとともに、それを照査する手法として信頼性設計法を導入することで新技術の導入に関しても柔軟に対応できる耐震設計基準体系を整備することを目標として実施したものである。構造物の重要度に応じて必要とされる耐震要求性能とそれを達成するために必要とされる構造物の限界状態を、安全性、供用性、修復性の観点から明確化するとともに、道路橋示方書V耐震設計編をもとに性能照査型耐震設計基準の原案を作成した。さらに、RC橋脚を対象として材料強度、変形性能評価式、部材強度評価式の変動特性とともに、地震動の発生確率及び地震動波形の位相特性の変動特性を考慮した構造物の信頼性評価法を提案し、本手法に基づきRC橋脚を対象にした信頼性評価を行うとともに、所定の信頼性を確保するために必要な部分安全係数の試算を行った。性能照査型耐震設計基準については、平成14年3月に改訂された道路橋示方書に反映された。

キーワード：要求性能、性能照査型設計法、信頼性設計法、部分安全係数法

1. はじめに

道路橋を始めとして構造物の設計基準は、一定以上の性能を確保するために詳細な設計法を規定するのが一般的である。しかし、このことが、設計の自由度を拘束する結果となり、新しい技術の開発導入やVEの普及促進が図りにくくなっている問題がある。設計の自由度を高め、かつ一定以上の性能を確保するには、構造物に要求される性能を明確にし、それを検証することができる基準体系の開発が強く求められている。本研究では、構造物に要求される性能を明確にし、それを照査する体系とするとともに、信頼性設計法を導入することで、新技術の導入に関しても柔軟に対応できる耐震設計基準体系を整備することを目標として実施したものである。

2. 研究方法

2.1 性能照査型耐震設計基準への体系化

2.1.1 耐震設計上の要求性能の明確化

平成8年の道路橋示方書V耐震設計編に規定された耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能の関係を基本として、橋の耐震性能の中に考慮されている様々な観点を明確化するとともに、規定された要求性能を満足させるための橋全体としての限界状態ならびに各部材毎の限界状態の設定法に関する基本原則

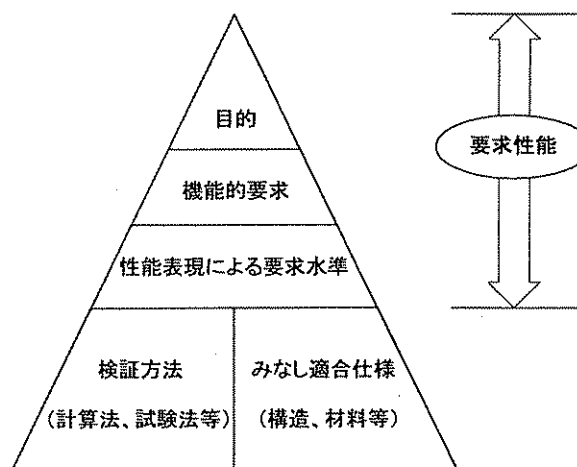


図-1 性能照査型基準体系の階層化モデル

について検討を行った。

2.1.2 性能照査型耐震設計基準への体系化

性能照査型基準体系は、一般に図-1に示すような階層化(ピラミッド化)モデルを用いて示される。「目的」はコードの社会的目的、「機能的要求」は目的を実現するための機能的要求、「要求水準」は機能的要求を実現するための要求水準や検証方法の原則を規定する。一般にはここまでを強制力のある基準と位置付ける。具体的な個々の検証方法や検証を満足する具体的な「解」がみなし適合仕様であり、この部分は強制力を有する

基準ではなく、技術の進歩に伴い、見直されたり増強されるべき仕様と位置付けられる。このため、このような性能照査型基準の考え方にに基づき、道路橋示方書V耐震設計編を対象に体系化を行った。

2.2 構造物の信頼性評価手法

2.2.1 道路橋の耐震信頼性の評価手法に関する解析的検討

信頼性設計法の耐震設計への導入を目的とし、道路橋示方書に従って耐震設計を行った橋脚の耐震信頼性の試算を行うとともに、ある目標とする耐震信頼性を有する断面の試算を行い、その特性について検討を行った。平成8年の道路橋示方書に基づいて設計された断面を有する、曲げ破壊型のRC橋脚12基、せん断破壊型のRC橋脚6基、コンクリート充填鋼製橋脚4基を対象とし、コンクリート、鉄筋の材料強度のばらつきと、応答解析の不確定性、部材強度推定法の不確定性を考慮して、2次モーメント法により信頼性解析を行い、現行道路橋示方書により設計された橋脚の信頼性指標を算出した。

(1) 部分係数法に基づく耐震性能の基本照査式

信頼性設計法としては、レベルIからレベルIIIまでの3つのレベルがあるが、不確定性の要因毎に部分係数を用いてそれぞれの信頼性を考慮する部分係数形式の設計法、すなわち、レベルIの信頼性設計法が実務的と考えられる。このため、最終的な設計式としてはレベルIの部分係数を用いることとし、部分係数の設定ではレベルIIの信頼性指標を考慮して定めるとい

設計体系の確立を目標として検討を行った。

部分係数法による耐震性能の基本照査式は、式(1)のように表すことができる。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、

- γ_i : 構造物係数(安全係数)
- S_d : 設計地震応答(地震の影響による構造物の最大地震応答)
- R_d : 設計保有性能(構造物が保有する性能、限界状態から定まる断面耐力、変形性能)

設計地震応答 S_d と設計保有性能 R_d は、部分係数として荷重や材料の規格値から特性値に変換する荷重修正係数 ρ_f および材料修正係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、材料係数 γ_m 、部材係数 γ_b を考慮した上で設計値を設定することになる。

(2) 試算対象橋脚

曲げ破壊型のRC橋脚、せん断破壊型RC橋脚、コンクリート充填鋼製橋脚を対象に信頼性指標 β の試算を行ったが、ここでは、曲げ破壊型のRC橋脚についてのみ示す。試算を行う橋脚については、平成8年道路橋示方書に従って示方書の求める耐震性能とほぼ同一、すなわち、ほぼ要求性能ぎりぎりの設計となるように試設計を行い、構造諸元を定めた。各構造諸元の詳細は省略するが、地震動としては、レベル2のタイプIおよびタイプIIの2種類、曲げ破壊先行型RC橋脚では橋脚断面を3種類(壁式、正方形、円形)に変化させて構造諸元(表-1)を設定した。

表-1 対象構造物の諸元 (曲げ破壊先行型RC橋脚の場合)

Case	地震動レベル	橋脚断面	T	V_0	W	δ_y	μ_a	k_{he}	P_a	$k_{he} \cdot W$
			sec	kN	kN	cm			kN	kN
1	タイプII	壁式	0.57	7,100	7,782	5.99	3.923	0.669	5,205	5,205
2			0.33		9,309	1.13	12.89	0.400	3,723	3,723
3		正方形	0.59		6,135	8.31	2.844	0.808	4,959	4,959
4			0.32		10,907	1.04	10.69	0.400	4,363	4,363
5		円形	0.59		6,755	10.18	2.056	0.992	6,700	6,700
6			0.30		7,215	1.68	3.406	0.726	5,237	5,237
7	タイプI	壁式	0.62		7,470	3.35	2.009	0.489	3,654	3,654
8			0.33		9,311	1.13	4.586	0.400	3,724	3,724
9		正方形	0.61		5,713	5.58	1.854	0.517	2,952	2,952
10			0.32		10,911	1.04	3.626	0.400	4,364	4,364
11		円形	0.60		7,342	5.23	1.886	0.511	3,749	3,749
12			0.32		8,682	1.21	2.212	0.459	3,988	3,988

T: 橋脚固有周期、 V_0 : 上部構造鉛直反力、W: 等価重量、 δ_y : 降伏変位、 μ_a : 許容塑性率
 k_{he} : 等価水平震度、 P_a : 地震時保有水平耐力

表-2 曲げ破壊型 RC 橋脚に対する確率変数

ばらつき要因	規格値	平均値	標準偏差	変動係数
		規格値		
コンクリート強度	24.0N/mm ²	126%	3.51N/mm ²	11.2%
コンクリート弾性係数	2.5×10 ⁴ N/mm ²	100%	—	1%
鉄筋降伏点強度	345N/mm ²	114%	16.7~21.6	4.5%
鉄筋断面積	公称値	97%	—	1%
鉄筋弾性係数	2.0×10 ⁴ N/mm ²	97%	—	1%
作用軸力	死荷重反力	100%	—	5%
断面寸法	設計寸法	100%	—	1%
配筋位置	設計寸法	100%	—	1%
終局変位の評価式	設計値	100%	—	31.9%

ばらつき要因	
地震応答の推定法 (エネルギー一定則)	非線形地震時応答解析で算出された213成分の応答塑性率の 平均値と変動係数を有する対数正規分布を仮定

表-3 解析対象ケース

Case	橋脚 断面	T	軸鉄 筋比	軸応 力比	地震時 保有耐力
		sec			kN
1-a	壁式	0.6	0.015	0.042	5206
1-b, 1-c			0.009	0.047	3122
2-a		0.3	0.004	0.036	3724
2-b, 2-c			0.007	0.048	3592
3-a	正方形	0.6	0.016	0.054	4953
3-b, 3-c			0.009	0.054	3116
4-a		0.3	0.004	0.045	4357
4-b, 4-c			0.014	0.060	5691
5-a	円形	0.6	0.022	0.054	6598
5-b, 5-c			0.017	0.054	5408
6-a		0.3	0.009	0.056	5182
6-b, 6-c			0.008	0.056	4820

(3) 試算条件

信頼性指標 β を試算する性能関数 $g(\cdot)$ は、式(2)とした。

$$g(\cdot) = R/S - 1 \geq 0 \quad (2)$$

ここに、

- $g(\cdot)$: 性能関数
- R : 曲げに対しては終局塑性率、せん断に対してはせん断耐力
- S : 曲げに対しては応答塑性率、せん断に対しては作用せん断力

仮定した各確率変数の規格値(公称値)、平均値(実際のデータから求められた平均値あるいは仮定した平均値)、変動係数を表-2に示す。主としてコンクリート強度、鉄筋強度のばらつき、終局変位や耐力の算定式のばらつきが大きくなっている。なお、地震動による慣性力は確定値として取り扱い、その変動の影響は考慮していない。

また、曲げに対する構造物の応答は道路橋示方書に規定されるエネルギー一定則に基づいて算出したが、エネルギー一定則自体のばらつきは非線形地震応答解

析で算出された213成分の応答塑性率の平均値、変動係数を有する対数正規分布を仮定した。

信頼性指標は、一般的に用いられているAFOSM法(Advanced First-Order Second-Moment Method)により、確率変数を標準化空間に変換し、座標原点から限界状態到達曲面までの最短距離を求めることにより算出した。

2.2.2 道路橋橋脚の設計手法の違いを考慮した耐震信頼性評価

材料強度のばらつきや地震動の発生確率等の変動要因の中から設計手法の違いに着目することとし、曲げ破壊先行型RC橋脚を地震時保有水平耐力法と動的解析法で設計した断面について耐震信頼性指標 β および部分係数を試算し、その影響について検討した。

信頼性指標 β の算出は、二次モーメント法をHasofer-Lindの方法により限界状態を表す性能関数の形状が不明確な場合にも対応できるようにした拡張二次モーメント法を用いた。

設定した各要因のばらつきは表-2のとおりで、また、解析は断面形状と固有周期を変えた表-3に示すケースを対象として行った。検討は、設計手法と β 計算時の荷重のばらつきの有無を変えた3ケースとした。

a) 地震時保有水平耐力法で断面設計し、荷重のばらつきを考慮した場合

断面設計は地震時保有水平耐力法により行い、 β の計算で用いる非線形地震応答値(荷重側)を、II種地盤213成分に対するエネルギー一定則とリダクションファクタースペクトルをもとにその平均値とばらつきを定義して確率変数とした場合(μ_r を確率変数とする場合)。

b) 動的解析法で断面設計し、荷重のばらつきを考慮した場合

断面設計は動的解析法により行い、 β の計算で用いる荷重のばらつきをa)と同様にエネルギー一定則とリダクションファクターをもとに定義した場合(μ_r を確率変数とする場合)。

c) 動的解析法で断面設計し、荷重のばらつきを考慮しない場合

β の計算の際に、荷重のばらつきの影響は断面設計時に動的解析の結果として直接考慮していることとし、非線形地震応答値を平均値としてそのまま用いた場合(μ_r を定数とする場合)。

ここで、地震動レベルはタイプIIの地震動とし、地震時保有水平耐力法の設計震度 k_{hc} は1.75、動的解析で用いた波形はタイプII地震動II種地盤の振幅調整波3

波のうち各固有周期で最も大きな応答となるものとし、固有周期 0.3 秒のケースは葺合 N27W 波、0.6 秒のケースは JR 鷹取駅 EW 波の各振幅調整波とした。

2. 2. 3 地震動の発生確率を考慮した耐震信頼性評価

確定的に与えた地震動は、既往最大地震動を対象としていることから、耐震信頼性指標 β は相対的に小さい値となる。しかし、構造物の供用期間を考えると、通常想定するような最大地震動が生じる確率は小さくなることから、耐震信頼性指標は大きな値になると考えられる。そこで、地震ハザード曲線を用いて、構造物の供用期間中における地震動の発生確率を仮定した場合の耐震信頼性指標を検討した。

ハザード曲線は神戸における活断層データと地震発生データを合わせたものを用いた。年超過確率、再現期間と地表面最大加速度の関係を図-2 に示す¹⁾。これをもとに供用期間 r 年の構造物に再現期間 T 年の地震動が生じる確率 P を求めると、次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} P &= 1 - (1 - p)^r \\ p &= 1/T \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

例えば、地表面最大加速度が 700gal (現行の道路橋示方書のタイプII地震動相当) とすると、供用期間が 50 年のものに対してそれ以上の最大加速度の地震動が生じる確率は 0.015 (再現期間 3300 年) となる。

耐震信頼性指標を求めるためには、地震動の確率密度分布を決定する必要がある。図-2 の超過確率分布から地震動の確率密度分布を次のようにして求めた。

- 任意の供用期間に対するハザード曲線へ軸変換 (実数軸) することにより確率分布関数を求める。
- これを微分し面積が 1 になるように確率密度関数を求める。
- 確率密度関数を正規分布で近似し、平均値および変動係数を求める。

これより、供用期間 50 年および 100 年に対する地表面最大加速度の確率密度関数の平均値および変動係数を求めると、表-4 のようになる。

地表面最大加速度から設計水平震度への変換は、現在の地震時保有水平耐力法における地表面加速度と設計水平震度 (弾性応答加速度) との関係が約 2.5 倍であることからこの関係が成り立つものと仮定した。この仮定により決定した設計水平震度の平均値を表-4 にあわせて示す。

曲げ破壊先行型 RC 橋脚を対象として試算を行い、対象構造物を表-1 に示したのものとした。また、ばらつき

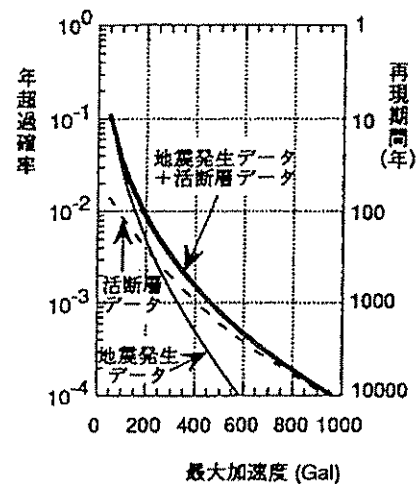


図-2 ハザード曲線 (年超過確率分布)¹⁾

表-4 地表面最大加速度の確率密度関数の平均値、変動係数および設計水平震度の平均値 (神戸)

供用期間	最大加速度の平均値 (gal)	変動係数	設計水平震度の平均値 k_{hc}
50年	144	0.64	0.36
100年	173	0.60	0.43

の要因は表-2 とし、荷重側のばらつきとして地震発生確率を表-4 に基づいて考慮した。

2. 2. 4 耐震設計で考慮する入力地震動の数と設計に用いる最大応答変位の信頼性評価

これまでに観測された多数の強震記録をもとに 1 質点系構造に対する非線形時刻歴応答解析を行い、既往の強震記録に基づいた位相特性のばらつきと鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係について検討を行った。そして、耐震設計で考慮する入力地震動の数と設計に用いる最大応答変位の信頼性について検討した。

(1) 解析モデル

解析対象は、降伏水平震度が 0.4、0.6、0.8、1.0 の鉄筋コンクリート橋脚を、骨格曲線が弾塑性型とした Takeda モデルを復元力特性モデルとする 1 質点系にモデル化して用いた。質点の質量は 1.0MN で一定とし、橋脚の 1 次剛性は、振動系の固有周期が 0.1、0.2、0.3、0.4、0.5、0.7、1.0、1.2、1.5 秒となるようにそれぞれ設定した。

(2) 解析に用いた入力地震動

解析に用いた入力地震動は、1963 年以降に主として我が国で発生したマグニチュード 6.4 以上の 29 の地震により地盤上で観測された 123 成分の強震記録を、道

表-5 解析に用いた入力地震動の数

	I種地盤	II種地盤	III種地盤
タイプI地震動	14	30	8
タイプII地震動	28	21	22

路橋示方書に規定されるレベル2地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように振幅特性のみを調整して作成した(表-5 参照)。ここで、振幅調整は、0.1～10秒の周期帯域において誤差が10%以下となることを目標として行った。

3. 研究結果

3.1 性能照査型耐震設計基準への体系化

3.1.1 耐震設計上の要求性能の明確化

(1) 橋の耐震性能

表-6に、平成8年の道路橋示方書V耐震設計編に規定された耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能を示したものである。例えば耐震性能1の定義は「健全性を損なわない」であるが、性能照査型基準において重要なのは、「健全性を損なわない」ことの具体的な内容を明確にすることである。すなわち、耐震性能には、安全性、供用性、修復性の3つの観点があり、さらに修復性には短期的な修復と長期的な修復の観点がある。ここに、安全性とは、地震による上部構造の落下によって人命を損なうことのないようにす

るための性能、供用性とは、地震後の避難路や輸送路としての機能を維持できる性能、修復性とは、地震によって生じた構造部材の損傷を修復することのできる性能を示す。それぞれの耐震性能に対し、安全性、供用性、修復性の観点から要求される性能を整理すると表-7に示すとおりである。すなわち、耐震性能1には、落橋に対する安全性を確保するのはもちろんのこと、地震直後においても地震前と同じ橋としての機能が確保でき、かつ地震直後に機能回復のための修復が必要とならず、また、長期的に必要な修復もひびわれ補修程度の軽微な修復で対応できるようにすることが要求性能として盛り込まれている。耐震性能2には、落橋に対する安全性を確保するとともに、地震後において橋としての機能が速やかに回復でき、かつ地震直後に機能回復のために必要な修復が応急修復で対応でき、また、長期的に必要な修復よりも容易に行うことができるようにすることを要求性能として盛り込んでいる。また、耐震性能3には、供用性や修復性の観点から耐震性能は考慮せず、落橋に対する安全性だけを確保することを要求性能としたものである。

(2) 耐震性能の照査において考慮すべき橋の限界状態

性能照査型基準では、表-6に示される耐震性能を達成するために、地震時の橋の挙動をどのような状態までに抑える必要があるかを明確にすることが重要である。そこで、耐震性能1～3の照査において考慮すべ

表-6 設計地震動と橋の要求性能

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		健全性を損なわない(耐震性能1)	
レベル2地震動	タイプI	致命的な被害を防止する(耐震性能3)	橋としての機能の回復をより速やかに行うために限定された損傷に留める(耐震性能2)
	タイプII		

表-7 耐震性能の観点

橋の耐震性能	安全性	供用性	修復性	
			短期的修復	長期的修復
健全性を損なわない(耐震性能1)	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	ひびわれ補修程度の軽微な修復でよい
橋として機能の回復をより速やかに行うために限定された損傷に留める(耐震性能2)	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能が速やかに回復する	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	より安易に恒久復旧を行うことが可能である
致命的な被害を防止する(耐震性能3)	落橋に対する安全性を確保する	(速やかな機能回復は困難な場合もある)	(応急復旧だけでは機能回復が困難な場合もある)	(撤去・再構築となることも想定する)

表-8 橋の耐震性能と考慮する限界状態

		橋の限界状態	
耐震性能 1	基本的に損傷が生じず、橋全体としての力学特性や振動特性が地震の影響によって変化しない状態とする。		
耐震性能 2	塑性化を考慮した設計の場合	塑性化を考慮しない設計の場合	
	塑性化を考慮した部材に生じている塑性変形、その部材が保有する塑性変形性能に対してはまだ余裕があり、修復が困難な残留変形が生じない状態とする。	橋に脆性的な破壊が生じない状態とする。	
耐震設計 3	塑性化を考慮した設計の場合	塑性化を考慮しない設計の場合	
	塑性化を考慮した部材に生じている塑性変形が、その部材が保有する塑性変形性能を越えない状態とする。	橋に脆性的な破壊が生じない状態とする。	

きと考えられる橋の限界状態をまとめると、表-8のとおりである。耐震性能1に対する照査で考慮している橋の限界状態は「基本的に損傷が生じず、橋全体としての力学特性や振動特性が地震の影響によって変化しない状態」と言える。また、耐震性能2に対しては、部材の塑性化を考慮するか否かで限界状態が異なるが、塑性化を考慮した設計を行う場合には、「塑性化を考慮した部材に生じている塑性変形が、その部材が保有する塑性変形能に対してはまだ余裕があり、修復が困難な残留変形が生じない状態」、塑性化を考慮しない設計を行う場合には、「脆性的な破壊が生じない状態」が限界状態と考えられる。

なお、例えば耐震性能2の照査において部材の塑性化を考慮した設計を行う場合には、塑性化させる部位としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ修復を行うことが容易な部位を選定するとともに、キャパシティデザイン概念を踏まえ地震時に確実にその部位のみが塑性化するようにすることが必要と考えられる。

3. 1. 2 性能照査型耐震設計基準への体系化

性能規定型基準は、構造物が有すべき性能(要求性能)及び設計された構造物が要求性能を満足することを確認するために照査する項目等を規定する基準である。さらに、要求する事項とそれを満たすみなし適合仕様を明確に区分して記述することが必要とされる。

性能規定型基準で重要となる点は、どこからどこまでが要求事項(基準として遵守すべきことを要求する事項)で、どこからどこまでが性能の検証を前提として設計者の判断により変更あるいは別の選択を可能とする事項であるのかが明確にされていることである。このため、このような要求事項と検証方法あるいはみな

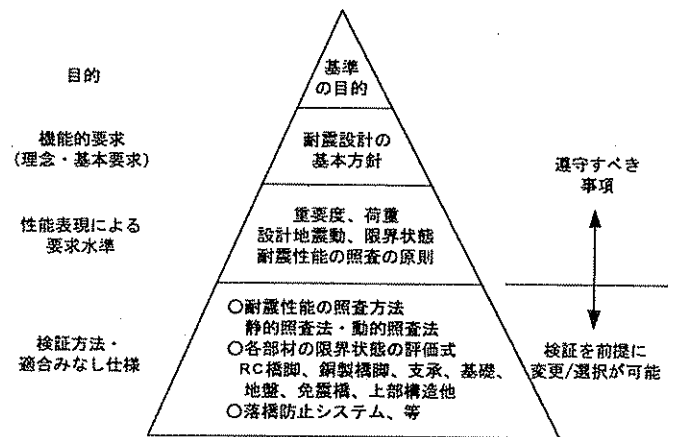


図-3 道路橋示方書V 耐震設計編の性能照査型基準体系

し適合仕様の区分に関して、明確に規定することを考慮し、道路橋示方書V耐震設計編を対象に性能照査型基準の体系化を行った。

耐震設計編を性能照査型の体系とすると、図-3に示すとおりとなる。耐震設計の基本方針、設計地震動、限界状態、耐震性能の照査の原則が要求性能に位置付けられ、静的照査法や動的照査法などの耐震性能の照査方法、各部材の限界状態の評価式等は、検証を前提として変更あるいは別の選択が可能な性能検証法あるいはみなし適合仕様といった位置付けとするものである。

3. 2 構造物の信頼性評価手法

3. 2. 1 道路橋の耐震信頼性の評価に関する解析的検討に関する結果

(1) 道路橋橋脚の信頼性指標 β の試算

曲げ破壊型 RC 橋脚に対する信頼性指標 β の試算結

表-9 曲げ破壊型 RC 橋脚の信頼性指標 β

ケース	設計地震動	断面形状	固有周期 (sec)	信頼性指標 β	限界状態に至る確率 P_f
1	タイプ II	壁式	0.57	1.8	0.039
2			0.33	2.2	0.013
3		正方形	0.59	1.7	0.044
4			0.32	1.9	0.030
5		円形	0.59	1.2	0.122
6			0.30	1.3	0.089
7	タイプ I	壁式	0.62	2.1	0.019
8			0.33	2.6	0.004
9		正方形	0.61	2.0	0.023
10			0.32	2.4	0.009
11		円形	0.60	1.8	0.037
12			0.32	1.7	0.048

果を、表-9 に示す。ここでは、信頼性指標 β の試算結果並びに限界状態に至る確率 P_f の値を併せて示している。

表-9 に示す曲げ破壊型 RC 橋脚では、同じ橋脚同士を比較すると、タイプ I 地震動に対する信頼性指標の方がタイプ II 地震動に対する信頼性指標に比べて高くなっている。これは、タイプ I 地震動に対する設計の方が、許容塑性率を算出する場合の安全係数 α が大きいことによる。また、断面形状や固有周期に応じて信頼性指標がばらついているが、これは固有周期が異なるとエネルギー一定則の平均値や変動係数が異なることや、ケース毎に断面や配筋が異なるために荷重-変位曲線も変化することにより、各変動要素の影響度合いが異なっているためと考えられる。

曲げ破壊型 RC 橋脚 12 ケース、せん断破壊型 RC 橋脚 6 ケース、コンクリート充填鋼製橋脚 4 ケースの計 22 ケースの周期や断面形状が異なる RC 橋脚およびコンクリート充填鋼製橋脚の信頼性指標 β を試算したところ 1.3~5 程度となった。耐震設計においてどの程度の信頼性を有していれば妥当であるかという点については、現状では確たる論拠がないが、例えば日本建築学会の建築物の限界状態設計指針(案)、あるいは鋼構造物限界状態設計指針のように、地震に対する 50 年間の目標信頼性指標としては終局限界に対して $\beta=1.5$ を例示しているものもある。本文における信頼性指標は地震荷重を確定値として取り扱っているため、

再現期間の概念が入っていないが、取り扱っている地震動はレベル 2 地震動であり、この地震動の再現期間が数百年以上であることを考慮すると、50 年間で評価すると現在の試算値よりもさらに大きな信頼性指標の値になると考えられる。

(2) 目標信頼性指標に応じた部分係数の試算

目標信頼性指標 β を 1.0、1.5、2.0、2.5 と仮定したときのコンクリートの材料係数 γ_{mc} 、鋼材の材料係数 γ_{ms} 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_b の 4 つの部分係数の試算を行い、それぞれの部分係数の感度分析を行った。ここでは、曲げ破壊型 RC 橋脚のケース 3 の橋脚(正方形断面、固有周期約 0.6 秒)を一例として行った部分係数の試算結果を示す。試算では、目標信頼性指標を達成するために断面寸法を変化させた。

各部分係数の定義は式(4)の通りとした。なお、ここで、上線は平均値、上添字*は目標信頼性指標を再現した設計点での値となる。

$$\begin{aligned}
 \gamma_{mc} &= \bar{\sigma}_{ck} / \sigma_{ck}^* \\
 \gamma_{ms} &= \bar{\sigma}_{sy} / \sigma_{sy}^* \\
 \gamma_a &= \mu_R^* / \bar{\mu}_R \\
 \gamma_b &= \bar{\mu}_u / \mu_u^*
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

ここに、

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
- μ_R : 応答塑性率
- μ_u : 終局塑性率

表-10 に試算した断面変化と部分係数を示す。この結果を見ると、目標信頼性指標 β が大きくなると断面幅が大きくなるのがわかる。 $\beta=1.0$ と $\beta=2.5$ では断面幅は 1.4 倍の相違がある。部分係数についてみると、コンクリートの材料係数 γ_{mc} 、鉄筋の材料係数 γ_{ms} ともに目標信頼性指標の値に関わらずほぼ 1.0 となった。このことから、材料のばらつきは設計結果の信頼性指標に対してはあまり影響を与えないということができる。また、構造解析係数についても、0.76 から 0.79 とほとんど変化していない。なお、構造解析係数が γ_a は、エネルギー一定則による応答推定のばらつきに係わる係数であるから、構造解析係数が 1 より小さいと

表-10 目標信頼性指標に対する断面変化と部分係数の試算

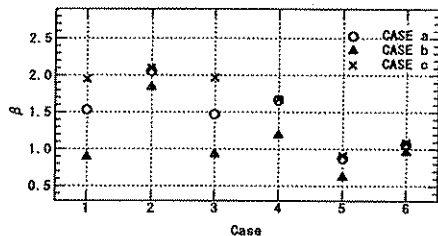
目標信頼性指標 β	信頼性指標 β の計算値	限界状態に至る確率 P_f の計算値	断面積 h^*	終局塑性率 μ_u^*	応答塑性率 μ_R^*	終局塑性率 μ_u	応答塑性率 μ_R	コンクリートの材料係数 γ_{mc}	鉄筋の材料係数 γ_{ms}	部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_a
$\beta=1.0$	1.004	0.158	0.888	2.415	2.363	3.001	3.012	1.008	1.003	1.24	0.78
$\beta=1.5$	1.499	0.067	0.961	2.070	2.070	3.582	2.609	1.009	1.003	1.73	0.79
$\beta=2.0$	2.003	0.023	1.064	1.722	1.722	4.620	2.187	1.011	1.002	2.68	0.79
$\beta=2.5$	2.500	0.006	1.241	1.297	1.296	7.145	1.711	1.008	1.001	5.51	0.76

いうことはエネルギー—定則が安全側の評価となっていることを示している。

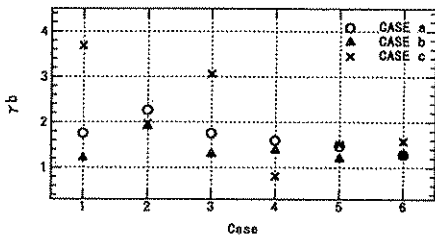
一方、部材係数 γ_b は目標信頼性指標の増加とともに増加している。部材係数は橋脚の終局変位の算定にかかる係数である。すなわち、本研究で考慮した一連のばらつきの中では、橋脚の終局変位の推定の部分に余裕度をとることで最も効率よく構造全体の信頼度を上げることができるということになることが分かる。

3. 2. 2 道路橋橋脚の設計手法の違いを考慮した耐震信頼性評価に関する検討結果

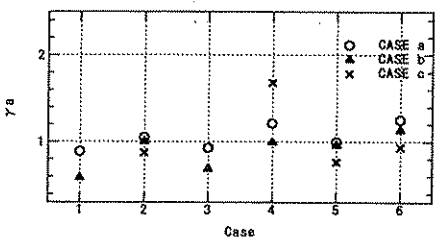
曲げ破壊先行型 RC 橋脚を地震時保有水平耐力法と動的解析法で設計した断面について耐震信頼性指標 β および部分係数を試算し、その影響について試算した結果を図-4 に示す。a) (地震時保有水平耐力法で断面設計し、荷重のばらつきを考慮した場合)と b) (動的解析法で断面設計し、荷重のばらつきを考慮した場合)の場合を比較すると、b)は a)より β は0.5~0.9倍に小さくなっている。これは動的解析法により設計した断面は地震時保有水平耐力法で設計した断面に比べ小さくなるためである。しかし、c) (動的解析法で断面設計し、荷重のばらつきを考慮しない場合)のように荷重のばらつきは動的解析により直接取り込んでいると考え



(1) 信頼性指標 β



(2) 部材係数 γ_b



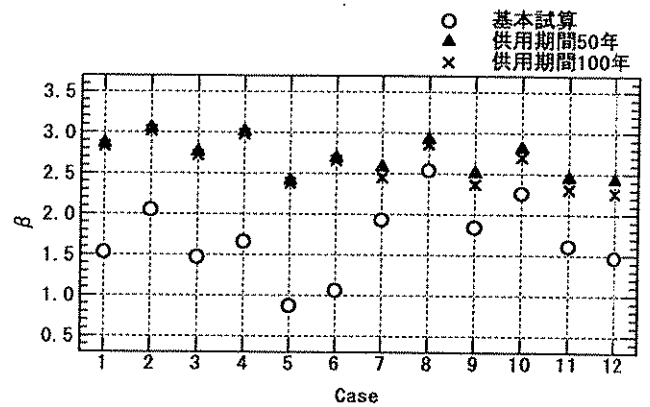
(3) 構造解析係数 γ_a

図-4 設計手法が異なる場合の各値の比較

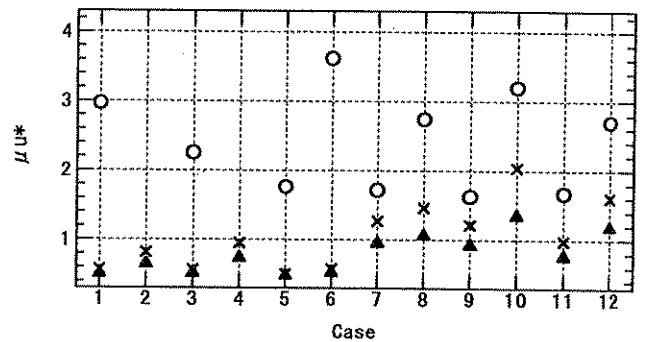
て考慮しない場合には、設計断面は b)と同一であっても、耐震信頼性は a)と同等程度となる。部分係数は、a)、b)では解析ケースによらず比較的同じ値をとっているが、c)の場合は b)と c)の β の差に応じて解析ケース間にばらつきが生じた。

3. 2. 3 地震動の発生確率を考慮した耐震信頼性評価に関する検討結果

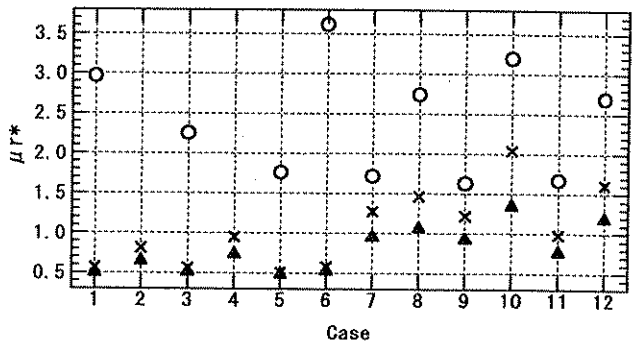
信頼性指標 β 、設計終局時塑性率 μ_u^* および設計応答塑性率 μ_r^* を地震動の取り扱いの違いにより比較したものを図-5 に示す。ここで、図-5 における基本試算



(1) 目標信頼性指標 β



(2) 設計終局時塑性率 μ_u^*



(3) 設計応答塑性率 μ_r^*

図-5 地震時の発生確率を考慮した場合の各値の比較

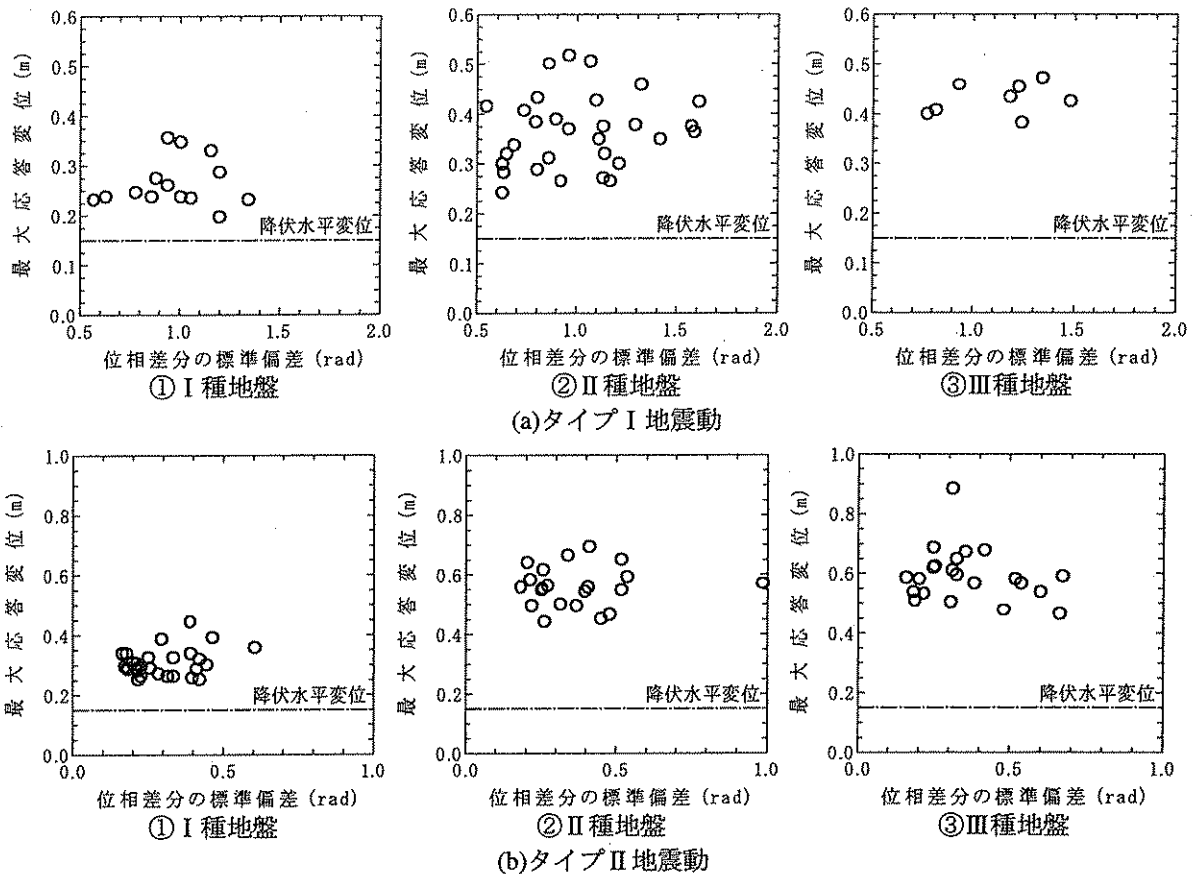


図-6 入力地震動の位相差分の標準偏差と最大応答変位の関係

は荷重を確定的に与えた場合のものである。地震動の発生確率を考慮した場合は、確定的に与えた場合に比べ β は大きく、逆に μ_u^* 、 μ_s^* は小さい。これは、確定的に与えた基本試算の場合に比べ荷重が小さくなるためである。また、供用期間による相違は、 β で比較すると50年の場合の方が100年の場合より大きいがそれほど差はない。これは荷重の平均値やばらつきがそれほど変わっていないためである。

3. 3. 4 耐震設計で考慮する入力地震動の数と設計に用いる最大応答変位の信頼性に関する検討結果

(1) 入力地震動の位相特性と RC 橋脚に生じる最大応答変位の関係

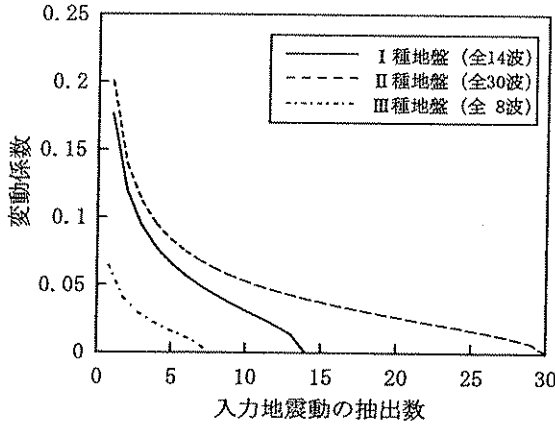
入力地震動の位相特性と鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係を調べるために、代表的な橋の諸元である降伏水平震度が0.6、固有周期が1.0秒の解析ケースを対象として解析結果を整理してみる。図-6は、当該解析ケースに対して用いた入力地震動の位相差分の標準偏差と最大応答変位の関係を示したものである。位相差分の標準偏差が小さいほど、短い時間に大きな振幅の加速度が集中していることを意味して

いるが、位相差分の標準偏差と橋脚に生じる最大応答変位の間には、タイプI地震動ならびにタイプII地震動ともに、特筆するような傾向は表れていない。また、この他にも解析に用いた入力地震動の郡遅延時間平均の傾きや初期位相の違いも影響を及ぼしていると考えられる。

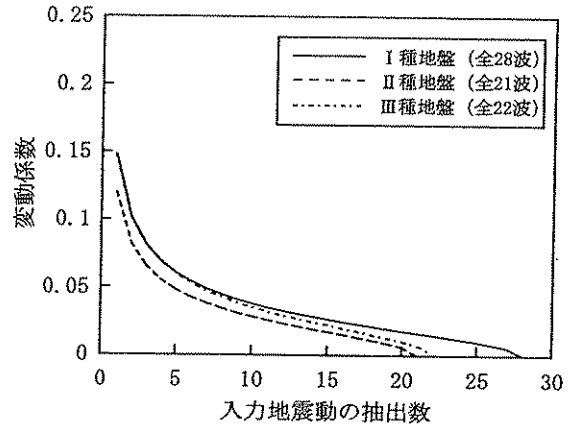
(2) 入力地震動の数と最大応答変位の平均値の関係

a) 最大応答変位の平均値のばらつき

図-7は、降伏水平震度が0.6、固有周期が1.0秒の振動系を対象として、抽出する入力地震動の数と最大応答変位の平均値の変動係数の関係を示したものである。III種地盤に対するタイプI地震動のサンプル数が少ないという問題はあるが、当然のことながら、抽出する入力地震動の数が多ければ、それだけ位相特性のばらつきが非線形応答に及ぼす影響を考慮することができるため、最大応答変位の平均値の変動係数が小さくなる。この結果によると、例えば、降伏水平震度が0.6、固有周期が1.0秒のII種地盤上の振動系に対して、位相特性のばらつきによる最大応答変位の平均値の変動係数を10%以下とする場合には、本研究で作成した複数の入力地震動の中から、タイプI地震動では少なく

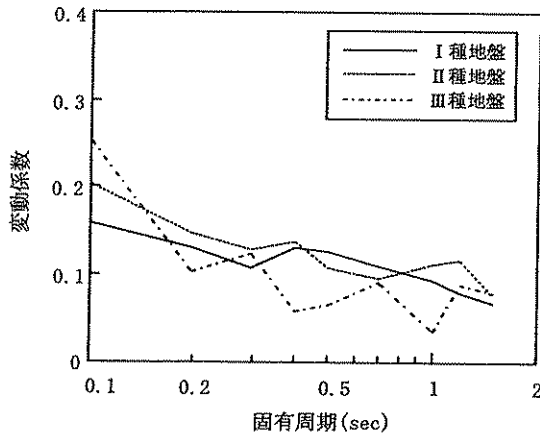


(a)タイプ I 地震動

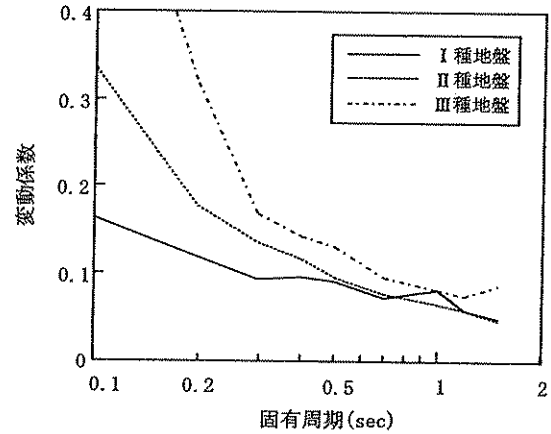


(b)タイプ II 地震動

図-7 抽出する入力地震動の数と最大応答変位の平均値の変動係数の関係



(a)タイプ I 地震動



(b)タイプ II 地震動

図-8 最大応答変位の平均値の変動係数と固有周期の関係 (3波抽出)

とも4波形、タイプII地震動では少なくとも2波形の入力地震動を用いて非線形応答変位を求め、その結果を平均化して評価すればよいことを示している。また、非線形応答変位の平均値の変動係数を5%にまで抑えたい場合には、タイプI地震動では10波形、タイプII地震動では5波形を選定し、それらの入力地震動に対する解析結果の平均値により設計用の最大応答変位を評価すればよいことになる。

b) 固有周期が最大応答変位の平均値の変動係数に及ぼす影響

前節では、降伏水平震度が0.6で固有周期が1.0秒の振動系に対して結果を整理したが、ここでは、系の固有周期または橋脚の降伏水平震度が最大応答変位の平均値の変動係数に及ぼす影響について検討した。図-8は、降伏水平震度が0.6の橋脚に対して3波の入力地震動を抽出した場合における最大応答変位の平均値の

変動係数と固有周期の関係を示したものである。これより、固有周期が長くなるにつれて変動係数が小さくなっている傾向が見られる。タイプI地震動ならびにタイプII地震動ともに、固有周期が0.1秒の場合には変動係数が非常に大きい、一般的な橋の固有周期である0.5秒以上の領域では、変動係数が概ね10%前後である。

4. まとめ

本研究では、構造物の重要度に応じて必要とされる耐震要求性能とそれを達成するために必要とされる構造物の限界状態を、安全性、供用性、修復性の観点から明確化するとともに、道路橋示方書V耐震設計編をもとに性能照査型耐震設計基準の原案を作成した。さらに、RC橋脚を対象として材料強度、変形性能評価式、部材強度評価式の変動特性とともに、地震動の発生確

率及び地震動波形の位相特性の変動特性を考慮した構造物の信頼性評価法を提案し、本手法に基づき RC 橋脚を対象にした信頼性評価を行うとともに、所定の信頼性を確保するために必要な部分安全係数の試算を行った。

その結果、以下のことがわかった。

- 1) 橋全体系および橋の各構成部材、基礎構造物に求められる耐震設計上の要求性能ならびに限界状態を、安全性、修復性、供用性の観点から明確化した。
- 2) 道路橋示方書 V 耐震設計編をもとに性能照査型基準に基づく耐震設計の体系化を行った。
- 3) 道路橋示方書に従って設計した橋脚のレベル 2 地震動に対する終局限界状態の信頼性指標 β は、地震力を確定値として試算した場合 1.3~5 程度となった。
- 4) 本研究で対象とした橋脚については、設定した 4 つの部分係数のうち、コンクリートの材料係数 γ_{mc} 、鉄筋の材料係数 γ_{ms} はどの目標信頼性指標に対してもほぼ 1.0 となった。また、構造解析係数 γ_a は 0.76 から 0.79 と目標信頼性指標の変化に対してあまり変化しなかった。
- 5) 本研究で考慮した一連のばらつきの中では、橋脚の終局変位の推定の部分に余裕度をとることで最も効率よく構造全体の信頼度を上げることが分かった。
- 6) 地震時保有水平耐力法と動的解析法によって設計した橋脚の耐震信頼性を検討した結果、荷重のばらつきを考慮した場合は動的解析法による断面が小さいため耐震信頼性も小さくなるが、動的解析により荷重のばらつきは直接取り込んでいるので確定的に与えられるとすると、地震時保有水平耐力法で設計した断面と同等程度の耐震信頼性を有しているといえる。
- 7) 地震動を確率的に取り扱った場合の耐震信頼性指標へ及ぼす影響を検討した結果、地震動を確定的に与える現行の道路橋示方書の II 種地盤のタイプ II 地震動と供用期間 50 年および 100 年の構造物に対して地震動の発生確率を考慮した場合には、信頼性指標 β は後者の方が大きくなった。
- 8) 既往の地震により実測された強震記録の位相特性を位相差分の標準偏差と群遅延時間平均の傾きによって表し、これらと固有周期が 0.1~1.5 秒の鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係を調べたが、特徴的な傾向はなく、位相特性によら

ず最大応答変位は任意にばらついた。

- 9) 耐震設計においては、解析対象とする入力地震動の数が多いほど、それらの結果を平均化することにより最大応答変位に対する信頼性は高まる。
- 10) 固有周期が 0.1 秒の場合には、特にタイプ II 地震動において最大応答変位の変動係数が非常に大きい。固有周期が長くなるにつれて変動係数が小さくなる。一般的な橋の固有周期である 0.5 秒以上の領域では、3 波の入力地震動に対する最大応答変位の平均値の変動係数は概ね 10% 前後である。

なお、本研究の成果のうち、性能照査型耐震設計基準体系については、平成 14 年道路橋示方書に反映されている。部分安全係数法に基づく耐震設計体系の構築については、次回の改訂に向けて引き続き検討を行っていく必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会地震荷重研究小委員会：「レベル 2 地震動と設計地震荷重の課題—地震荷重研究小委員会の活動報告—」、pp.58-59、1997 年 10 月
- 2) 足立幸郎、運上茂樹：「材料強度等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性に及ぼす影響」、コンクリート構造系の安全性評価研究委員会報告書・論文集、日本コンクリート工学協会、pp.367-374、1999 年 7 月
- 3) 運上茂樹、足立幸郎：「材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚地震応答特性評価に及ぼす影響」、第 25 回地震工学研究発表会講演論文集、(社)土木学会地震工学委員会、第 2 分冊、pp.961-964、1999 年 7 月
- 4) 足立幸郎、運上茂樹、「材料特性等のばらつきが RC 橋脚の耐力・変形性能に及ぼす影響に関する検討」、第 54 回年次学術講演会講演概要集、(社)土木学会、第 1 部(B)、pp.346-347、1999 年 8 月
- 5) 運上茂樹、「道路橋鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能と配筋構造」、橋梁と基礎、建設図書、Vol.33 No.8、pp.124-pp.1301、1999 年 8 月
- 6) 大住道生、運上茂樹：「トータルコストに基づく土木構造物の要求耐震性能の設定法に関する検討」、コンクリート構造系の安全性評価研究委員会報告書・論文集、(社)日本コンクリート工学協会、pp.393-400、1999 年 9 月
- 7) 足立幸郎、運上茂樹：「材料強度等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性に及ぼす影響」、コンクリート構造系の安全性評価研究委員会報告書・論文集、(社)日本コンクリート工学協会、pp.375-384、1999 年 9 月
- 8) 運上茂樹：「性能設計および限界状態設計による橋梁の耐

- 震設計体系について」、橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会—耐震設計の現状と今後の展望—、(社)土木学会、pp.1-28、1999年1月
- 9) 星隈順一：「最近の米国における新しい耐震設計法」、橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会—耐震設計の現状と今後の展望—、(社)土木学会、pp.121-130、1999年10月
 - 10) 大住道生、運上茂樹：「材料強度等のばらつきが道路橋の耐震性能に及ぼす影響」、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、(社)土木学会地震工学委員会、pp.283-288、1999年12月
 - 11) 足立幸郎、運上茂樹：「部材耐力、剛性のばらつきが免震橋梁の地震応答特性におよぼす影響」、土木学会第55年次講演会、(社)土木学会、第1部(B)、2000年9月
 - 12) 大住道生、運上茂樹：「道路橋の耐震信頼性評価に関する研究」、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、(社)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の開発に関する研究小委員会、pp.13-16、2000年12月
 - 13) 大住道生、運上茂樹：「道路橋の耐震信頼性の評価に関する解析的検討」、土木技術資料、Vol.43、No.7、2001年7月
 - 14) 足立幸郎、運上茂樹：「免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震時応答特性に及ぼす影響」、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、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の開発に関する研究小委員会、pp.455-462、2000年12月
 - 15) 足立幸郎、運上茂樹：「地震動のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響」、第2回免震・制震コロキウム講演論文集、土木学会、pp.45-50、2000年11月
 - 16) 運上茂樹：「性能設計と道路表示方書V耐震設計編の改訂動向」、第3回橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会、(社)土木学会、pp.1-16、2000年10月
 - 17) 運上茂樹(部分分担執筆)：「地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発」、地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会報告書、土木学会地震工学委員会、2001年3月
 - 18) 星隈順一、運上茂樹：「動的解析に基づく耐震設計に用いる入力時震動の数と非線形応答のばらつき」、土木学会第57回年次講演会、(社)土木学会、第1部、I-445、2002年9月
 - 19) 西田秀明、運上茂樹、星隈順一、大住道生：「道路橋橋脚の設計手法の違いが耐震信頼性に及ぼす影響」、土木学会第57回年次講演会、(社)土木学会、第1部、I-443、2002年9月
 - 20) 星隈順一、運上茂樹：「米国 AASHTO 基準と道路表示方書に基づく道路橋の耐震設計比較」、第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会、pp.181-186、2003年1月
 - 21) 星隈順一、運上茂樹：「時刻歴応答解析に用いる入力地震動の数と非線形応答値のばらつき」、構造工学論文集、Vol.49A、pp.447-454、2003年3月
 - 22) 運上茂樹：「道路橋の耐震技術」、プレストレストコンクリート、(社)プレストレストコンクリート技術協会、Vol.44、No.6、pp.28-33、2002年12月
 - 23) 運上茂樹：「道路橋示方書V耐震設計編の改訂概要」、基礎工、総合土木研究所、Vol.30、No.6、pp.6-10、2002年6月
 - 24) 運上茂樹：「耐震設計の基本方針」、基礎工、総合土木研究所、Vol.30、No.6、pp.11-13、2002年6月
 - 25) 運上茂樹、星隈順一：「道路橋示方書改訂 V 耐震設計編」、橋梁と基礎、(株)建設図書、Vol.36、No.7、pp.27-31、2002年7月
 - 26) Shigeki UNJOH and Jun-ichi HOSHIKUMA: "2002 JRA Seismic Design Specifications for Highway Bridges", Proceedings of the Third International Workshop on Performance-based Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Tokyo Institute of Technology, pp.283-291, 2002.7
 - 27) Shigeki UNJOH: "Seismic Design Specifications for Highway Bridges after the 1995 Kobe Earthquake", 2002 ASCE Civil Engineering Conference & Exposition, 土木学会, pp.11-22, 2002.6