

9.4 道路橋の耐震設計における部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 16～平 20

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

研究担当者：運上茂樹（上席）、張広鋒

【要旨】

次期道路橋示方書では部分係数設計法に基づく設計体系の導入が予定されており、耐震信頼性評価法や部分係数の設定法の確立、具体的な部分係数の値を設定していくことが必要とされている。平成 19 年度は、復旧日数に着目した橋梁の耐震性能の区分の提案を行うとともに、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を定式化し、鉄筋コンクリート橋脚の試設計結果を対象として、せん断と曲げの破壊モードの判定、変形性能照査、残留変位照査に関する部分係数の試算を行い、設計法として用いるための概略値の把握を行った。

キーワード：耐震設計、部分係数設計法、耐震性能、設計照査式

1. はじめに

構造物の性能評価は、国際標準（ISO2394：構造物の信頼性に関する一般原則）では確率を用いて表現すること、もしくはそれに基づく限界状態設計法によることが基本とされている。このような国際的な背景や設計の合理化、コスト縮減等の様々な観点から、次期道路橋示方書において、部分係数設計法の導入が予定されている。このため、道路橋の耐震設計についても、部分係数設計法に基づいた耐震性能照査体系を確立するとともに、耐震信頼性評価法や部分係数の設定法や具体的な部分係数値の設定を行うことが必要とされている。以上のことを踏まえ、平成 19 年度は以下の研究を実施した。

- 1) 道路橋示方書次期改訂への提案を目標に地域の実状、ネットワークの重要度に即した橋の耐震性能の選択の幅を広げることがを考慮し、復旧日数に着目した橋の耐震性能の区分を検討した。
- 2) 部分係数設計法に基づく耐震性能照査の基本書式を定式化し、鉄筋コンクリート（RC）橋脚の試設計結果を対象に、提案する設計照査法を適用し、部分係数の試算を行った。

2. 復旧日数に着目した耐震性能の提案

2.1 耐震性能レベルの検討

性能規定化に即した橋の耐震性能の設定方法として、本研究では以下の観点に着目して検討を行った。

- ① 地域の実状に即した耐震性能と重要度の設定

- ② 機能回復の期間（応急復旧期間）の目安の設定

- ③ 既設橋等の既存ストックの位置付けの明確化

まず、①の地域の実状に即した性能設定についてであるが、道路は地震時においては避難路や緊急物資の輸送路として非常に重要な機能を有する。地域の中には、このような役割を担う重要な路線とともに、例えば、迂回路が近くに複数あり地震時の緊急交通機能の確保が必ずしも不可欠とはならない路線がある場合も考えられる。このような地域の道路ネットワークや防災計画などの実状に応じて、その路線と路線上の構造物の耐震性能を設定できるような選択の幅を拡大することが考えられる。

次に、②機能回復の期間（応急復旧期間）の目安の設定についてであるが、道路橋に地震時に何らかの損傷が生じた場合には、緊急的な点検が実施され、その結果に基づき必要に応じて応急的な機能回復のための復旧工事が実施される。例えば、2004 年の新潟県中越地震等の最近の被害地震を見ると、機能回復までにどの程度の時間が必要とされるか、いつまでに機能回復が完了できるかが、路線の性能において非常に重要な点となった事例が見られた。実際には、発生した被災状況や復旧資機材の手配など現場の状況により想定した通りの復旧期間と異なる場合もあるのも事実と考えられるが、ここでは、性能設定において、損傷程度と機能回復のために要する時間に着目してこれと性能を関係づけてみることにした。

表 1 は、1995 年兵庫県南部地震における実際の被害と機能回復のための概ねの復旧時間について整理したものである。復旧時間は、現場の状況によって異なるが、

表-1 橋梁の被害と復旧に要する一般的な時間の整理（陸上部の鉄筋コンクリート橋脚（単柱）の場合）

被災 ランク	被災の 状況	平成7年兵庫県南部地震における被害例	想定される復旧に要する時間		
			応急復旧		恒久 復旧
			緊急車両	一般車両	
As	倒壊・損傷 変形が甚大	 	—	— (必要に 応じて仮 橋設置:約 1ヶ月)	撤去、架け替え (数ヶ月～1 年)
A	鉄筋破断・ 変形大	 	4～5日 (桁仮受け、巻立て) (①点検・方針決定、 ②材料手配、③工事、 ④工事、⑤開放)	同左	撤去、架け替え (数ヶ月～1 年)
B	鉄筋一部破 断・コンク リートの部 分的剥離	 	損傷程度の評価により AあるいはCの対応	4～5日 (巻立て 補修)	機能を確保し ながらの損傷 部の補修・補 強
C	ひびわれ・ 局部的なコ ンクリートの剥離	 	1日程度 (点検後、開放)	同左	機能を確保し ながらのひび われ・剥離補修 (耐久性向上)
D	損傷なし、 軽微		点検後開放（規制なし）	規制なし	不要

ここでは、陸上部を想定して整理した結果を示している。現在の新設橋については、設計地震動に対して概ね被災ランクはC相当に該当するところである。表-1は、一例としてRC単柱について示したが、このような被害と復旧時間の関係について、橋脚（ラーメン、鋼製）、支承、基礎に分類して整理した。

最後に、③既設橋等の既存ストックの位置付けの明確化についてであるが、現状の社会基盤資産として古い時代に建設されたものを含めて多くの橋梁が存在している。これらの資産は建設当時の設計基準で設計されていることから耐震性能についても現在のレベルから見ると段階的なものとなっている。また、これまで既設橋の耐震補強対策も進められてきており、古い時代の橋でも耐震補強により耐震性の向上が図られたものもある。図-1は、橋梁の耐震性能について設計基準毎に大きく分類をしたものである。ここでは、改訂されてきた重要な設計基準として、昭和55年、平成2年、現行基準で区分している。昭和55年より前の橋においては、段落し部を有す

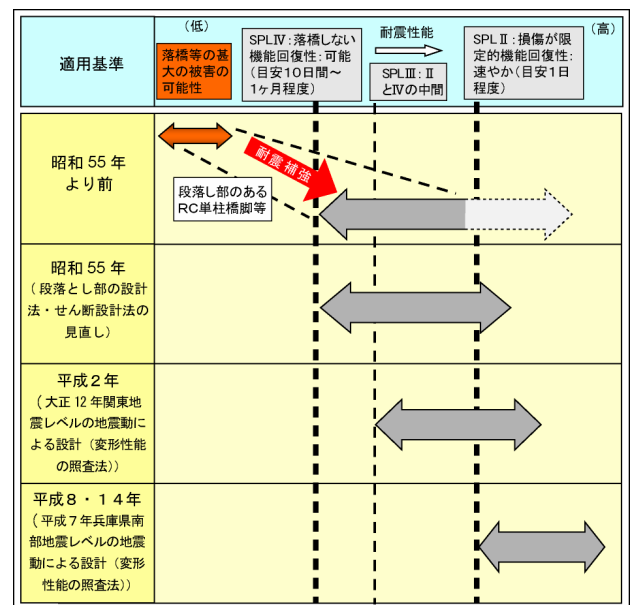


図-1 レベル2地震動に対する橋梁の耐震性能の分類

表一 2 復旧日数に着目した耐震性能レベルの提案

耐震性能 SPL	安全性	供用性	修復性	
			短期的 修復性	長期的 修復性
I	落橋に対する安全性を確保	地震前と同じ橋としての機能を確保	機能回復のための修復を不要	軽微な修復
II	落橋に対する安全性を確保	地震後橋としての機能を速やかに回復（目安1日程度）	機能回復のための修復が応急修復で対応可能	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能
III	落橋に対する安全性を確保	地震後橋としての機能を速やかに回復（目安1週間程度）	機能回復のための修復が応急修復で対応可能	恒久復旧を行うことが可能
IV	落橋に対する安全性を確保	—	—	—

るRC単柱などを中心としてこれまで耐震補強が実施されて耐震性能の向上が図られているものもあり、このような橋に対して、拡大した耐震性能レベルを設定し、ネットワーク全体としての耐震性能評価が可能になると考えられる。

上記の3つのポイントについての検討を踏まえて、新たに耐震性能についての提案を示したのが表一2である。ここでは、耐震性能レベル（SPL）と耐震性能レベルに応じた耐震設計上の安全性、供用性、修復性の観点に関する考え方を示している。従来、耐震性能は3段階で定義されてきたが、ここでは、損傷に応じた機能回復の期間に目安を設定して4段階に分類した。耐震性能レベルSPL I～IVは、以下のように定義した。

- ① SPL I：地震によって橋としての健全性を損なわない性能（地震後も地震前と同様の機能確保）
- ② SPL II：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（点検後必要に応じて軽微な応急復旧後速やかに機能回復：目安1日程度）
- ③ SPL III：地震による損傷が部材の保有性能範囲内にとどまり、橋としての機能の回復が行い得る性能（点検後：目安1週間程度以内）
- ④ SPL IV：地震による損傷が橋として致命的とならない性能（落橋しない：目安機能回復に1カ月程度）

表一3は、上記の耐震性能レベルSPLとそれを満足

表一 3 耐震性能とそれを満足し得る限界状態

耐震性能	限界状態
SPL I	地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。このとき、部材については、地震によって発生する応力度が許容応力度以下となるものとする。
SPL II	塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めるものとする。
SPL III	塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内で適切に定めるものとする。
SPL IV	塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有性能を超過しても橋全体として不安定かつ致命的な状態にならない範囲内で適切に定めるものとする。

し得る構造系の限界状態の考え方を示したものである。

2. 2 橋の重要度の検討

2.1 に示したように4段階の耐震性能の区分を提案した。これによって地域の道路ネットワークの実状に即した機能や重要度に応じて、性能設定を可能になることが考えられる。性能設定を行うための橋の重要度についても3区分に細分化した。重要度は、地域の防災計画上の位置づけ等に基づく各管理者の行政的な判断により地域ごとに選定することとなるものであり、以下のような分類を考慮することとした。

- ① 重要度A種：防災計画上特に重要度が高い橋
- ② 重要度B種：防災計画上重要度が標準的な橋
- ③ 重要度C種：防災計画上選択が可能な橋

3. 部分係数設計法に基づく設計書式

部分係数設計法は、荷重、材料特性、設計式、解析方法等に対して、それぞれ、そのばらつき、信頼性を考慮して安全係数を設定する設計体系である。本研究では、既往の研究¹⁾³⁾並びにこれまでの検討結果⁴⁾⁵⁾を踏まえて、部分係数設計法に基づく設計の基本書式は以下のようにした。

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

$$S_d = \gamma_a \cdot S(F_d) \quad (2)$$

$$R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、

S_d : 設計応答値

R_d : 耐震性能に応じた設計限界値

$S(F_d)$: 設計荷重 F_d に対する応答値, $F_d = \gamma_f F_k$

$R(f_d)$: 設計材料値 f_d に対する部材性能,

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

F_k : 荷重の特性値

f_k : 材料強度の特性値

γ_m : 材料係数

γ_f : 荷重係数

γ_b : 部材係数

γ_a : 構造解析係数

γ_i : 構造物係数

各部分係数は以下のように定義される^{1), 2)}。

(1) 材料係数 γ_m は、材料の特性値を設定する際に根拠となったデータの多寡や取得時の精度、供試体と実構造物中との材料特性の差異、材料特性の経時変化、材料特性が限界状態に及ぼす影響度合等を考慮して定める。

(2) 荷重係数 γ_f は、作用の特性値を設定する際に根拠となったデータの多寡や取得時の精度、作用の計算手法の不確定性、設計供用期間中の作用の変化、作用が限界状態に及ぼす影響度合等を考慮して定める。

(3) 部材係数 γ_b は、限界値を設定する際に根拠となったデータの多寡や取得時の精度、施工精度による部材寸法のばらつきの影響、部材が限界状態に達したときに構造物全体に与える影響等を考慮して定める。

(4) 構造解析係数 γ_a は、作用を算定する際の構造解析の不確実性等を考慮して定める。

(5) 構造物係数 γ_i は、路線の位置づけや橋が跨ぐ対象の重要度、性能を満足しないときの復旧の難易度、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定める。

本研究では、道路橋の構造部材の中で一般に塑性化を考慮する部材であり、耐震設計が設計上支配的となる RC 橋脚を対象に検討を行った。レベル 2 地震動に対する RC 橋脚の性能照査は次式となり、せん断破壊型、曲げ破壊型の損傷モードの判定をした後に、変形性能の照査と残留変位の照査を行うものである。

$$\gamma_a \cdot \mu_r \leq \mu_a / \gamma_b \quad (4)$$

$$\gamma_a \cdot \delta_R \leq \delta_{Ra} / \gamma_b \quad (5)$$

ここに、

μ_r : レベル 2 地震動に対する応答塑性率

μ_a : 応答塑性率の限界値

δ_R : 残留変位

δ_{Ra} : 残留変位の限界値

本研究では、地震荷重としては、現基準に規定されるレベル 2 地震動を考慮することとした。

4. 耐震性能レベルに関する試算

2. で提案した耐震性能レベルに対して、3. で示した設計式を用いて、耐震性能レベルと設計耐震基準の異なる既設 RC 橋脚に対する設計式との関係について試算を行った。

4. 1 検討対象橋

検討対象とした RC 橋脚は、既往の耐震設計基準の変遷を考慮して次の 3 つの年代を対象とした。

- 1) 昭和 55 年道路橋示方書より前に設計された段落しを有しない RC 橋脚
- 2) 昭和 55 年道路橋示方書で設計された RC 橋脚
- 3) 平成 2 年道路橋示方書で設計された RC 橋脚

対象とした橋脚としては、一般的な道路橋の構造形式であった 1 点固定方式の 3 径間連続橋の固定橋脚と、固定可動方式の単純橋の 2 種類とした。幅員構成は、道路橋として標準的な幅員の 1 つである車線の幅員 8.5 m (2 車線) 両側歩道有りとし、支間長は 30 m、非合成鈹桁橋とした。表 4 に、試算ケース一覧を示す。橋脚高さ、断面形状、地盤種別をパラメータとして変化させた合計 55 基を対象とし、当時に基準に準拠した試設計により断面設定を行った。

4. 2 耐震性能の照査方法

現在の性能照査法としては、静的照査法と動的照査法の 2 種類が設定されている。ここでは、両者の方法で試算を行った。静的照査法は、道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法を用いた。また、動的照査法としては、曲げに関する非線形性を考慮してモデル化した。地震動としては、道路橋示方書に示される標準加速度波形 3 波を使用した。

3. に示した部分係数については、別途設定することとし、耐震性能レベルとの関係を試算するために、ここでは、材料係数 γ_m 、荷重係数 γ_f 、部材係数 γ_b 、構造解析係数 γ_a および構造物係数 γ_i は 1.0 の値を仮定し、式(4)及び(5)の部材係数 γ_b に相当する値について試算することとした。

表ー4 鉄筋コンクリート橋脚を対象とした試算ケース一覧

設計基準	径間数		橋脚高さ(m)		断面形状			耐震設計上の地盤種別				設計した基数	
	単純	3 径間	7.5	10.0	矩形	円形	壁式	I	II		III	小計	累計
								1	2	3	4		
昭和 55 年道路橋示方書 以前（段落し無し）	○			○	○			○	○	○	○	4	20
		○	○		○			○	○	○	○	4	
				○	○			○	○	○	○	4	
						○		○	○	○	○	4	
							○	○	○	○	○	4	
昭和 55 年道路橋示方書	○			○	○			○	○	○	○	4	20
		○	○		○			○	○	○	○	4	
				○	○			○	○	○	○	4	
						○		○	○	○	○	4	
							○	○	○	○	○	4	
平成 2 年道路橋示方書	○			○	○			○	○		○	3	15
		○	○		○			○	○		○	3	
				○	○			○	○		○	3	
						○		○	○		○	3	
							○	○	○		○	3	

4. 3 耐震設計基準と部分係数 γ_b の試算

試算結果について以下に示す。ここでは、試算した条件のうち、橋脚高さ 10m の場合を対象に、単純桁及び 3 径間連続桁の橋軸方向、橋軸直角方向について、せん断破壊型と曲げ破壊型の損傷モードの判定を行うとともに、動的照査法により照査項目となる変形性能と残留変位について試算した結果を示す。なお、照査結果については対象橋脚については、レベル 2 地震動のうちタイプ II の地震動の方が支配的となったため、タイプ II に対する結果についてのみ示すこととする。また、照査結果は、現行の設計法を基本に設定しており、以下に示す照査結果は、現行の設計法の信頼性との相対的な比較として検討したものであり、実際の材料や設計式のばらつき等を考慮したものではないことに注意する必要がある、これについては別途考慮する必要がある。図ー2 は、破壊モードの判定結果、図ー3 及び図ー4 は照査結果を示したものである。これより以下の点が指摘される。

(1) 破壊モードの判定

1) 単純桁の場合

・橋軸方向については、曲げ耐力とせん断耐力の比が 2.0 ～ 3.2 程度となり曲げ破壊型となった。橋軸直角方向については 0.8 ～ 1.6 程度となり、特に昭和 55 年より前の基準によるものの値が小さくなりせん断破壊モードの傾向を有する結果となっている。

2) 3 径間連続桁の場合

・橋軸方向については、曲げ耐力とせん断耐力の比が 1.0 ～ 2.8 となり曲げ破壊型となった。なお、この比は昭和 55 年より前、昭和 55 年、平成 2 年の順番で余裕度が高くなっている。また、円形断面について、矩形断面や壁式断面に比較して若干比が低い傾向を有している。

・橋軸直角方向については、0.8 ～ 2.4 程度となっており、平成 2 年基準ではいずれも 1.0 を上回っているが、昭和 55 年以前では 1.0 を下回るものもある。また、円形断面はいずれも 1.2 程度以上となっているが、矩形断面、壁式断面は橋軸直角方向の耐力が相対的に大きくなるため、昭和 55 年以前については 0.8 程度となっている。

(2) 変形性能照査

1) 単純桁の場合

・橋軸方向の変形性能照査については、地盤種別によって異なるが、概ね塑性率の比率としては 1 ～ 2 の範囲となった。これを部材係数として考慮すると、係数としては 0.5 ～ 1.0 程度の値となる。適用基準については大きな相違は見られないが、これは単純桁のためと考えられる。

・橋軸直角方向の変形性能照査については、同様に地盤種別によって異なるが、塑性率の比率としては 0.4 ～ 1.0 程度となっている。部材係数として見ると 1 以上確保している。

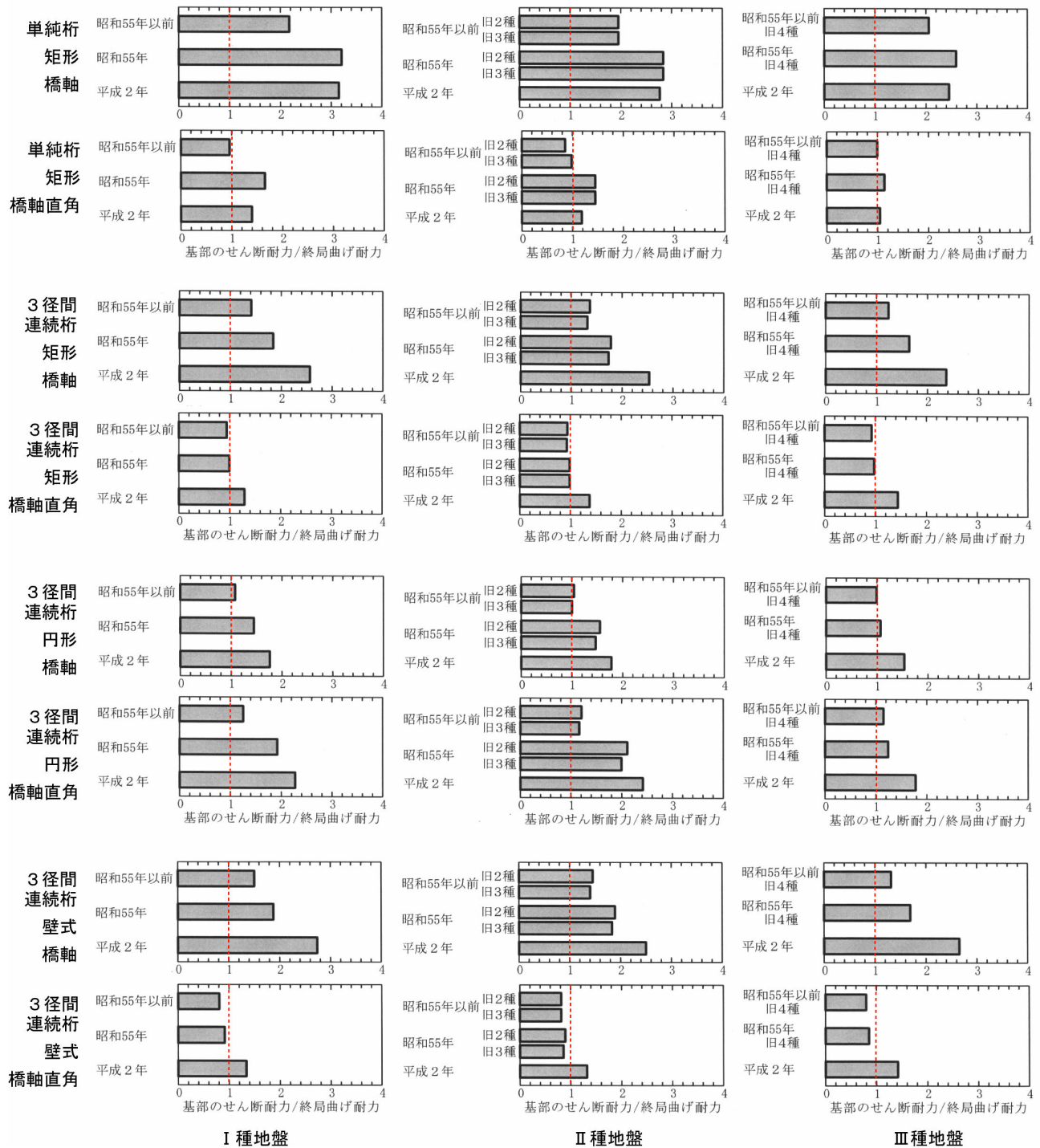


図-2 破壊モードに関する照査結果（橋脚高さ：10 m）

2) 3径間連続桁の場合

・橋軸方向の変形性能照査については、適用基準の平成2年と昭和55年以前で相違が見られ、地盤種別によっても相違があるが、塑性率の比率としては平成2年の場合に1.2~1.8、昭和55年以前については、1.2~3.4となっている。3径間連続の固定橋脚は3径間分の慣性力を支持する比が相対的に大きくなっている。断面形状の

影響はあまり顕著ではなかった。

・橋軸直角方向の変形性能照査については、塑性率は全体として、ほとんどが0.5以下程度となっており、その中でも、より新しい基準を適用した場合の方の比が相対的に小さくなっている。なお、円形断面のI種、II種地盤で塑性率の比は0.8~1.6程度となっている。これは、矩形断面と壁式断面の場合には、橋軸直角方向に対して

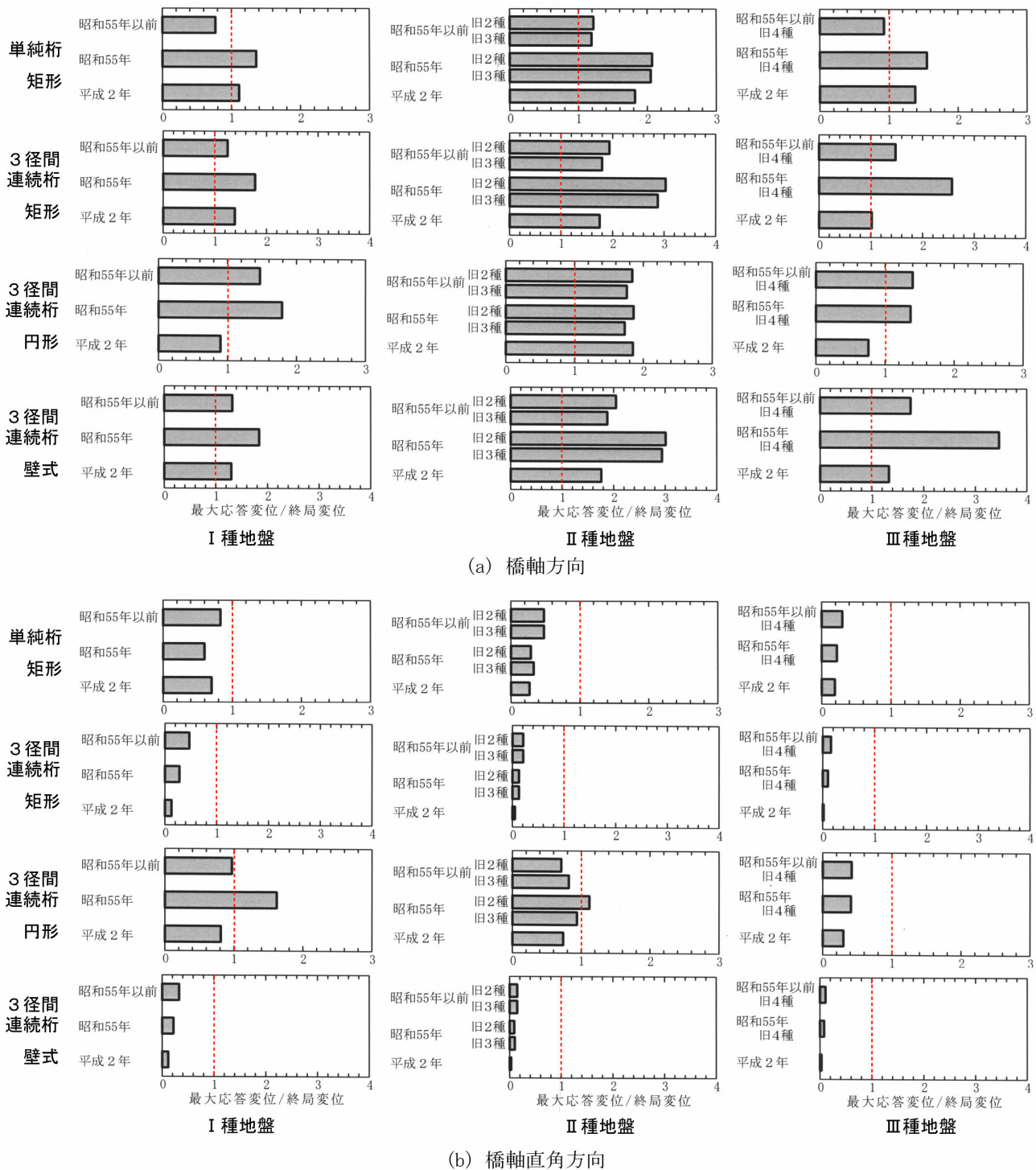


図-3 応答変位に関する調査結果（橋脚高さ：10 m）

は一般に断面が大きく余裕があるためであり、円形断面では逆に断面の余裕が少ないためである。

(3) 残留変位の照査

1) 単純桁の場合

・橋軸方向の残留変位の比率は、0.6～1.0 となり、いずれも 1.0 以下と支配的な条件となっていない。

・橋軸直角方向の残留変位の比率は、いずれについても 0.4 以下と小さい。

2) 3 径間連続桁の場合

・橋軸方向の残留変位の比率は、適用基準の平成 2 年と昭和 55 年以前で相違が見られ、地盤種別によっても相違があるが、残留変位の比率としては平成 2 年の場合に

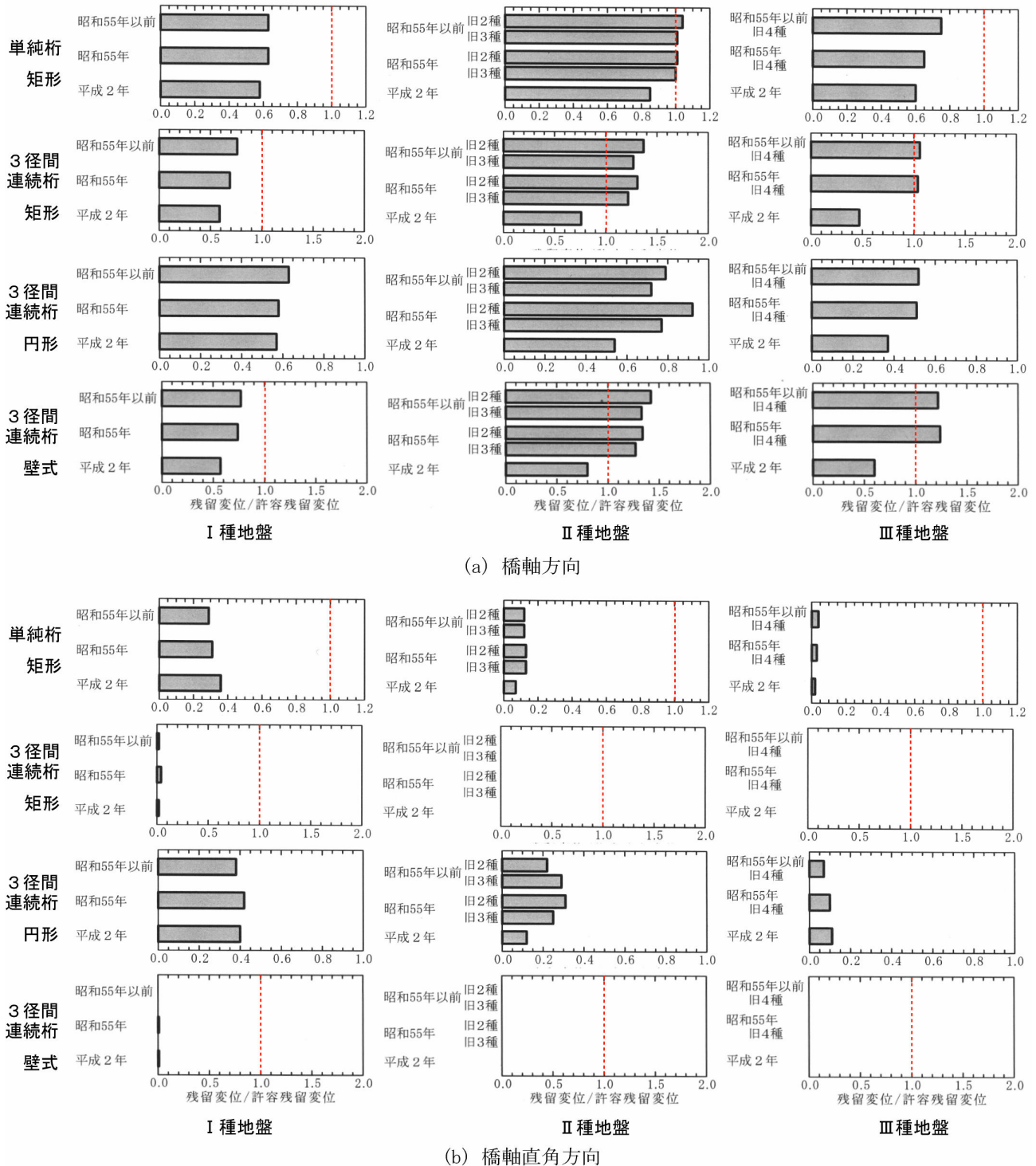


図-4 残留変位に関する調査結果（橋脚高さ：10 m）

0.4~0.8、昭和55年以前の場合に0.7~1.4となり、残留変位も単純桁に比較すると厳しい結果となっている。新しい基準を適用した場合に相対的に余裕がある結果となっている。

・橋軸直角方向の残留変位の比率は、矩形断面と壁式断面はほとんど残留変位が発生しない結果となった。円形

断面でも0.5以下となっている。また、基準による相違は見られなかった。

6. まとめ

部分係数設計法に基づく設計体系を次期道路橋示方書

に導入するために、平成19年度は、復旧日数に着目した橋梁の耐震性能の区分の提案を行うとともに、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を定式化し、鉄筋コンクリート橋脚の試設計結果を対象として、部分係数の試算を行い、設計法として用いるための概略値の把握を行った。

本研究により得られた成果をまとめると以下の通りである。

- 1) 地域防災計画上に橋の耐震性能や重要度の選択を可能とするために、復旧日数に着目した橋の耐震性能を4段階、重要度区分を3区分にする案を検討した。
- 2) 部分係数設計法に基づく耐震性能照査の基本書式の提案し、RC橋脚55基を対象にせん断、曲げの破壊モード、レベル2地震動に対する変形性能及び残留変位に関する耐震性能を照査し、各種設計段階の橋脚の耐震性能レベルに応じた部分係数の値を把握した。
- 3) 今後は、試算を増やすとともに、従来の設計法との比較検討を行いながら、耐震性能レベルに対応した具体的な部分係数の値の確定、設計法の妥当性検討を進める。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編、2002
- 2) 長尚：基礎知識としての構造信頼性設計、山海堂
- 3) 足立幸朗：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
- 4) 秋山充良，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，2000.11
- 5) 運上茂樹、西田秀明：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，平成13年～平成15年

A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR SEISMIC DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES

Abstract : The objective of this project is to propose a partial factor design method for the highway bridge based on reliability theories. In FY2007, the follows were conducted: (1) a proposal for revising the categories of Seismic Performance Levels (SPL) was approached; (2) design method based on reliability theories was proposed and how to decide the partial factors was also discussed; (3) total fifty-five RC piers was designed and the seismic performance of those RC piers were assessed.

Key words : seismic design, partial factor design method, seismic performance, design equation