

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：橋梁構造研究グループ

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。本検討では、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を構築するとともに、現行道路橋示方書を適用した鉄筋コンクリート（RC）橋脚を対象として、現行耐震設計基準の耐震信頼性指標の評価、設定した目標信頼性指標に応じた抵抗係数値の試算を行い、部分係数設計法として提案するための抵抗係数を把握した。

キーワード：耐震設計、部分係数設計法、耐震信頼性指標、抵抗係数

1. はじめに

構造物の信頼性設計とは、設計に係わる諸変数の不確定要因を考慮に入れ、設定した限界状態の生起確率（破壊確率）が、要求性能とする目標破壊確率を満足するように構造物を設計することである。信頼性設計法では、構造物の限界状態に対する余裕度を信頼性指標の値によって表現するため、その構造物は目標性能レベルに対する安全性が明瞭に表され、また、その安全性を定量的に制御することも可能である。さらに、構造形式の異なる構造物においても統一の手法で安全性を評価することが可能であり、新工法の取り入れも容易に行うこともある。

構造物の性能評価に関する国際標準（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。現在のところ、既に多数の構造設計基準は信頼性設計手法を採用するようになってきた。表-1に幾つかの例を示す。建設業が国際化になりつつあり、日本の設計基準は、他国や国際設計基準との調和性が必要とされ、信頼性理論に基づく設計体系に整備することが必要となってきた。

このように、国際的な情勢や設計の合理化および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、信頼性理論に基づく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、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。

本検討では、部分係数設計法に基づく道路橋の耐震設計法を確立するために、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を構築するとともに、現行道路橋示方書を適用した鉄筋コンクリート（RC）橋脚を対象として、現行耐震設計基準の耐震信頼性指標の評価、設定した目標信頼性指標に応じた抵抗係数値の試算を行い、部分係数設計法として提案するための抵抗係数を把握した。

2. 信頼性設計レベルと信頼性評価方法

2.1 本検討に考慮する信頼性設計レベル

信頼性理論に基づく設計は、種々の不確定要因を考慮に入れ、想定した限界状態の破壊確率を評価することによって設計を行うものである。限界状態の破壊確率や信頼性に関する評価水準は3つのレベルに分けられる^{例え1)}。最も高い設計水準のレベル3は、限界状態に対して真の破壊確率を求める方法である。一般に、限界状態の記述や破壊確率を求める際に係わる不確定性については十分に把握できていないことがあり、また、設計計算するたびに煩雑な信頼性解析を行うことは現実ではないため、実務設計にはレベル3を導入することは困難である。レベル2は、限界状態に対する真の破壊確率を求めることではなく、限界状態関数の線形化や確率密度関数の単純化等を行い、限界状態関数の平均値と標準偏差を求めることにより、信頼性指標を求める方法である。一方、最も低い設計水準のレベル

表-1 国内外の設計基準

国(地域)	国際	欧州	アメリカ	カナダ	日本	日本
設計基準	ISO2394, ISO3010	Eurocode	AASHTO LRFDBridge Design Specification	オンタリオ州道路橋設計基準	コンクリート標準示方書	道路橋示方書
発行年	1998, 1988	1994	1994	1983	1996	1996
基準の分類	信頼性設計法(レベルI、レベルII)	信頼性設計法(レベルI)	荷重抵抗係数設計法	信頼性設計法(レベルI、レベルII)	信頼性設計法(レベルI)	許容応力度法
目標信頼性	例として①使用限界状態に対して $\beta_T=1.5$ 、②終局限界状態に対して $\beta_T=3.1, 3.8, 4.3$	設計耐用期間に対して①使用限界状態に対して $\beta_T=1.5$ 、②終局限界状態に対して $\beta_T=3.8$	記述無し	①使用限界状態に対して $\beta_T=0.5$ 、②終局限界状態に対して $\beta_T=3.5$	記述無し	記述無し
設計で考慮する入力地震動の発生頻度	例として①使用限界状態に対して再現期間20年②終局限界状態に対して再現期間500年	通常の重要度で再現期間475年の地震動	①中小地震②大地震(重要度の特に高い橋:再現期間2500年、重要な橋:再現期間475年)	記述無し	①構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動②構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動(設計例中には①再現期間30年程度②再現期間300年程度との記述がある)	①橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動②橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動
設計耐用期間	例として仮設構造物:1-5年、交換構造物:25年、建築物とその他の一般的な構造物・下記以外:50年、記念建築物・特に重要な構造物・大規模橋梁:100年以上	交換可能なもの:25年、建築その他一般的な構造物:50年、記念建築や橋などの土木構造物:100年	75年	橋梁:50年	具体の記述無し(ただし、設計例中にはRC橋脚100年、地中ボックスカルバート50年の記述がある)	記述無し(昭和40年大蔵省令第15号によれば、減価償却の耐用期間は鉄筋コンクリート造の橋は60年、高架道路は30年とある)
限界状態	使用限界状態、終局限界状態	使用限界状態、終局限界状態	使用限界状態、疲労限界状態、終局限界状態、偶発限界状態	使用限界状態、終局限界状態	使用限界状態、疲労限界状態、終局限界状態	健全性を損なわない、限定された損傷にとどめる、致命的な被害を防止する
部分安全係数	荷重係数(永久、変動)、材料係数、部材係数、構造解析係数、重要度係数	荷重係数(永久荷重、変動荷重、偶発荷重)、モデル化係数、重要度係数、材料係数、耐力係数、荷重組合せ係数	荷重係数、荷重修正係数、抵抗係数	耐力係数、重要度係数、荷重組合せ係数、荷重係数	荷重係数、材料係数、部材係数、構造解析係数、重要度係数、材料修正係数、荷重修正係数	明確には規定されていない。(荷重修正係数、重要度係数にあたるものあり。材料係数、部材係数は設計式に内包)

1は、限界状態関数に含まれる種々の確率変数に対して、定めた目標信頼性に応じた部分係数を定め、その部分係数を用いることにより、限界状態に対する目標の信頼性を与えようとする方法である。レベル1水準の設計では、限界状態に対する破壊確率を求めることはなく、記述式も明快であり、実務設計に導入しやすいメリットがある。

本検討では、設計体系の簡易化と従来設計体系との整合性を優先とし、設計照査式の書式は、レベル1設計水準に基づく部分係数設計書式にすることとした。部分係数の値は、レベル2水準の信頼性評価法を用いて現行耐震設計基準の信頼性を評価した上に目標とする信頼性指標を定め、その目標信頼性指標に応じた部分係数の値を決定した。

2.2 信頼性指標の評価方法

信頼性理論に基づく耐震信頼性の評価手法としては、FORM (First-Order second-moment Reliability Method, 一次近似二次モーメント法), AFORM (Advanced First-Order Second-Moment Method, 拡張二次モーメント法) などの種々の方法があるが、本検討では、AFORMを用いることとした。AFORM法による信頼性指標 β および部分係数である抵抗係数 ϕ の計算方法は以下のようなものである^(例えば1)。

本検討では、式(1)に示すような性能関数を仮定することとした。

$$z = \frac{R}{S} - 1 \quad (1)$$

ここで、両辺の対数をとると、

$$\ln(z) = \ln(R) - \ln(S) \quad (2)$$

となる。ここで、 R 及び S が対数正規分布に従うとすると、性能関数 z も対数正規分布に従う。よって、信頼性指標 β は以下ようになる。

$$\beta = \frac{\lambda_g}{\zeta_g} \quad (3)$$

$$\lambda_g = \lambda_R - \lambda_S \quad (4)$$

$$\zeta_g = \sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2} \quad (5)$$

ここで、

λ_R : 抵抗の対数平均

ζ_R : 抵抗の対数標準偏差

λ_S : 荷重の対数平均

ζ_S : 荷重の対数標準偏差

また、抵抗係数 ϕ は次のように求める。

$$\phi = \frac{\phi'}{\gamma} \quad (6)$$

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1+V_S^2}} \exp(\alpha_S \beta_T \zeta_S) \frac{\mu_S}{S_n} \quad (7)$$

$$\phi' = \frac{1}{\sqrt{1+V_R^2}} \exp(-\alpha_R \beta_T \zeta_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (8)$$

$$\alpha_R = \frac{\zeta_R}{\zeta_g}, \quad \alpha_S = \frac{\zeta_S}{\zeta_g} \quad (9)$$

ここで、

V_R, V_S : 終局変位及び応答変位の変動係数

R_n, S_n : 終局変位及び応答変位の特性値

μ_R, μ_S : 終局変位及び応答変位の平均値

α_R, α_S : 感度係数で、式(9)による

3. 部分係数設計法に基づく照査式

現行道路橋示方書では、大規模地震に対して、地震時保有水平耐力法などの構造物の変形性能を期待する設計法が用いられる。本検討では、地震時保有水平耐力法の考え方のもとで、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、地震時保有水平耐力法に基づくレベル2地震動に対する耐震性能を照査するための検討を行った。RC橋脚の性能照査は、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を行うものである。

式(10)は部分係数書式に書き換えた変形性能の照査式である。式(11)と(12)は現行基準による終局変位 δ_u および応答変位 δ_r の算定式である。

$$\phi \cdot \delta_u \geq \delta_r \quad (10)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (11)$$

$$\delta_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \delta_y \quad (12)$$

ここに、

δ_u : 終局変位、式(11)による

δ_r : 応答変位、式(12)による

ϕ : 抵抗係数
 δ_y : 降伏変位
 ϕ_u : 終局曲率
 ϕ_y : 降伏曲率
 L_p : 塑性ヒンジ長
 h : 柱基部から慣性力作用位置までの高さ
 k_{hc} : 設計水平震度
 W : 等価重量 (= 上部構造重量 + 0.5 × 橋脚重量)
 P_a : 地震時保有水平耐力
 M_u : 柱基部における終局曲げモーメント

終局変位 δ_u と応答変位 δ_r の算定には、材料強度に設計基準強度を用いるものである。終局変位 δ_u と応答変位 δ_r のばらつき要因としては、4. に説明するように材料強度と評価式の不確定性のみを考慮することとした。終局変位 δ_u と応答変位 δ_r の統計量の算定には、モンテカルロシミュレーションを用いることとし、試行回数は 10,000 回とした。

なお、本検討に考慮する地震荷重は、現行基準に規定されるレベル2地震動であった。

4. 信頼性評価に係わるばらつきの評価

橋梁設計においては、断面寸法、材料強度、荷重および評価式等の多数の設計変数を取り入れている。これらの設計変数は、変数の本来の不確定性や統計量の不足による統計的の不確定性等があるため、設計法の信頼性評価にはこれらの設計変数を確率変数として考慮する必要がある。一方、現在の研究レベルでは、全ての設計変数に対して確率評価できる段階に至っていないため、本検討では、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度、終局変位評価式および応答変位評価式の4つの設計変数を確率変数として考慮することとした。表-2に本検討に考慮した各確率変数の統計データを示す。これらの結果の調査方法や調査対象の詳細は4.1~4.3に説明する。

なお、地震動に関しては、設計基準の耐震信頼性は、設計に用いる地震動の不確実性の度合に大きく影響されると考えられる。しかしながら、現段階では、橋脚の設計に支配となるレベル2地震動を確率的に評価することは困難であるため、本検討では、地震動を確定値とすることとした。よって、本研究の検討結果は、全て地震動を確定値とした前提の結果である。

表-2 信頼性解析に用いた各確率変数

確率変数		B	V	分布形
コンクリートの圧縮強度		1.20	15.0	正規
鉄筋の降伏強度		1.14	4.0	正規
終局変位評価式		1.10	31.9	対数正規
応答変位 評価式	タイプ I, I種地盤	1.24	19.1	対数正規
	タイプ I, II種地盤	1.20	17.1	
	タイプ I, III種地盤	1.34	14.3	
	タイプ II, I種地盤	0.69	33.2	
	タイプ II, II種地盤	0.99	19.9	
	タイプ II, III種地盤	1.11	14.4	

V : 変動係数 (標準偏差/平均値)

B : 平均値/基準値 (材料強度)

B : 実験結果/評価式による推定値 (終局変位評価式)

B : 動的解析結果/エネルギー一定則による推定値 (応答変位評価式)

4.1 材料強度

材料強度等のばらつきは耐力に影響をもたらすだけでなく、変形性能や非線形地震応答にも影響を及ぼす。本研究では、弾性係数を確定値とし、材料強度のみの変動による影響を考慮することとした。

コンクリートの品質に影響する要因は、主に練り混ぜ、運搬、打ち込み (材料分離)、養生 (水分環境や温度の影響など) などが挙げられる。また、品質の調査に影響する要因は、コアの採取 (例えば、採取に伴う振動の影響やコアの整形の良否、骨材が円柱側面にあらわになっていることの影響など) および圧縮強度試験方法などが挙げられる。

表-3に、本検討に参考とした調査結果および調査対象の詳細を示す。これらの結果に基づき、本検討では、圧縮強度の平均値は設計基準強度の1.2倍、変動係数は15%とした。ここで、圧縮強度の平均値は、標準養生したコンクリートの強度試験結果を参考に提案されたもので、変動係数は、実構造物を模擬した供試体から採取したコアの試験結果を参考に提案されたものである。

表-2に示す鉄筋の降伏強度に関する統計データは、電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書 (平成16年)、土木学会の調査結果および高速道路調査会の調査結果を参考に提案したものである。その参考資料は、参考文献の7), 8) となる。

表-3 コンクリートの圧縮強度のばらつき評価に用いた試験結果

分類	試験機関 /試験者	試験状況	試験結果
単一の構 造物から コアを採 取した場 合	土木研究 所 ²⁾	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度：18N/mm² スランブ：8cm (W/C=50%) または18cm (W/C=55%), 空気量：4.5% 供試体：500×500×4000mmの柱状に打設 採取したコア：12~16本/体 	<ul style="list-style-type: none"> スランブ8cmのコンクリートを使用した3体(コア42本)では、圧縮強度の平均値が18.7N/mm²、変動係数が15.0%である スランブ18cmのコンクリートを使用した3体(コア42本)では、圧縮強度の平均値が20.6N/mm²、変動係数が15.9%である
	高橋ら ³⁾	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度：21N/mm² スランブ：18cm 空気量：4% 壁(高さ4m)、梁(桁高70cm)、床スラブ(厚さ50cm) 各部位からコアを10本以上採取 	<ul style="list-style-type: none"> 夏季に打設した柱で、60本採取したコアの平均が26.0N/mm²、変動係数は13.7%である
	佐原ら ⁴⁾	<ul style="list-style-type: none"> 新設構造物(橋台、フーチング部)からコアを採取(コンクリートの設計基準強度については、明らかにされていない) コアを6本または9本を採取 	<ul style="list-style-type: none"> A橋台(試料数6)では、圧縮強度の平均値が30.8N/mm²、変動係数が10.9%である B橋台(試料数9)では、圧縮強度の平均値が35.3N/mm²、変動係数が7.5%である コンクリートの設計基準強度を24N/mm²と仮定すると、30.8N/mm²は1.28倍、35.3N/mm²は1.47倍である
複数の構 造物から コアを採 取した場 合	建設省 ⁵⁾	<p>対象とした構造物：</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋梁下部構造、擁壁、カルバート、河川構造物(地域・竣工年代・外観上の変状の有無などに著しい偏りがないように選定した) 調査時点から最大で14年前までに竣工した構造物(古い構造物は、劣化の影響を受けている可能性があるため) 書類調査から設計基準強度が21N/mm²と見られる構造物各構造物から3本ずつコアを採取 	<p>条件を満たすコアのデータは57試料(19構造物)：</p> <ul style="list-style-type: none"> 圧縮強度の平均は、28.0N/mm²で、変動係数は、22.4%である
標準養生 したレデ ィーミク ストコン クリート	建設省 ⁶⁾	<ul style="list-style-type: none"> 呼び強度21N/mm²または24N/mm²のコンクリートを打設していた現場でコンクリート試料を採取し、28日の標準養生後、圧縮強度試験を行った 試料を採取する現場は、全国から、地域的な偏りが生じないように選定した 	<ul style="list-style-type: none"> 呼び強度21N/mm²のコンクリート(51現場、各3試料)の圧縮強度の平均は、27.3N/mm²である 呼び強度24N/mm²のコンクリート(46現場、各3試料)の圧縮強度の平均は、29.6N/mm²である
	コンクリ ート小委 員会	<ul style="list-style-type: none"> 改訂委員が各社の品質管理記録を収集した(2007年、NEXCO各社、PCメーカー) 3本平均したデータ 	<ul style="list-style-type: none"> 標準養生した供試体の圧縮強度は、平均で設計基準強度の1.24~1.31倍、変動係数は10%前後である

4.2 終局変位評価式

現行道路橋示方書V耐震編では、式(11)を用いて終局変位を推定することとなっている。本検討では、この式による推定結果を正負交番載荷試験結果の終局

変位と比較することにより、評価式の推定精度を検討した。ここで、式(11)による終局変位の推定は、全て道路橋示方書V耐震編に準拠して行った。また、実験結果の終局変位は、荷重-変位曲線のピークを過ぎ

表-4 終局変位評価式の精度の評価に用いた供試体の諸元

No.	載荷高 (mm)	断面寸法幅×高さ (mm)	軸方向鉄筋			横拘束筋				コンクリート強度 (N/mm ²)	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	終局変位の評価値 (mm)
			呼び径	降伏点 (N/mm ²)	鉄筋比 (%)	呼び径	降伏点 (N/mm ²)	鉄筋比 (%)	間隔 (mm)				
1	3010	600×600	D10	365	0.95	D6	399	0.315	75	30.1	11.37	66.5	54.9
2	3010	600×600	D13	370	0.99	D6	340	0.313	75	37.2	10.97	98.7	56.0
3	3010	600×600	D13	370	0.99	D6	340	0.157	150	37.2	10.90	64.5	46.1
4	4800	1200×1200	D13	374	0.77	D6	323	0.094	120	38.1	12.14	66.1	66.3
5	9600	1200×1200	D13	374	0.77	D10	336	1.009	75	37.4	39.61	202.2	158.7
6	9600	1200×1200	D16	375	1.21	D10	336	1.012	75	39.5	40.84	261	355.6
7	4800	1200×1200	D19	328	1.75	D10	336	1.004	75	33.5	12.24	106.6	164.1
8	4800	2400×2400	D35	424	1.20	D19	344	0.169	300	33.5	13.15	124.5	128.5
9	4800	2400×2400	D35	424	1.20	D19	344	0.895	150	32.6	11.53	112.2	110.3
10	2400	600×600	D10	400	1.19	D6	389	1.013	45	39.0	8.95	70.5	90.9
11	2955	700×513	D10	560	1.67	D6	370	1.488	38	39.2	25.90	130.7	105.3
12	2955	700×513	D10	560	0.80	D6	370	1.488	38	37.8	21.20	95.1	140.1
13	2955	700×513	D10	560	2.46	D6	370	1.488	38	41.0	29.20	129.8	82.2

初降伏耐力まで低下した状態の変位を終局変位と定義した。

表-4に検討に用いた13体のRC橋脚供試体の諸元を示す⁹⁾。これらの供試体は、比較的規模が大きく、形状寸法や鉄筋比等の設計変数に変化があるものである。載荷点高さは2.4m~9.6m、断面寸法は600×600mm~2,400×2,400mmである。軸方向鉄筋比は0.77%~2.46%、じん性率(終局変位/降伏変位)は4.4~9.7である。

図-1に式(11)による終局変位の推定値と実験結果との比較を示す。実験結果/評価式による推定値の統計解析結果は、平均値は1.1、変動係数は0.319となった。

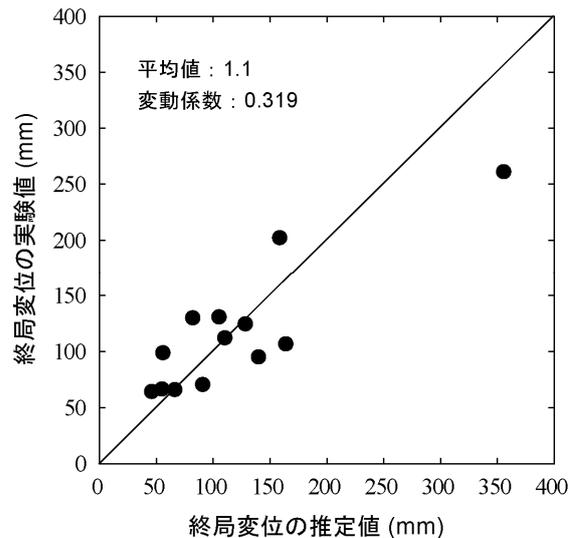


図-1 終局変位評価式の推定精度

4.3 応答変位評価式

地震時保有水平耐力法では式(12)を用いて非線形応答変位を算定することである。この式は、弾塑性応答と弾性応答の両者の吸収エネルギーが同量となるエネルギー一定則という考え方のもとで、弾性応答変位から簡易に非線形応答変位を推定する簡便な方法である。地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては実用上十分な精度を有することが一般的に認識されている。ただし、構造系の振動周期が長くなると、一般にエネルギー一定則による推定精度が悪くなる。

本検討では、以下のような方法でエネルギー一定則

による推定精度を定量的に評価した。1) 非線形動的解析を行い、真値とする非線形動的解析による非線形応答変位 δ_{NL} を求める。2) 線形動的解析によって弾性応答変位 δ_E を求め、エネルギー一定則に基づいた式(14)によって弾性応答変位 δ_E から非線形応答変位 δ_r を推定する。3) エネルギー一定則による推定応答変位 δ_r を非線形動的解析による非線形応答変位 δ_{NL} と比較することにより、エネルギー一定則の推定精度を求めることとした。ここで、 μ は塑性率である。

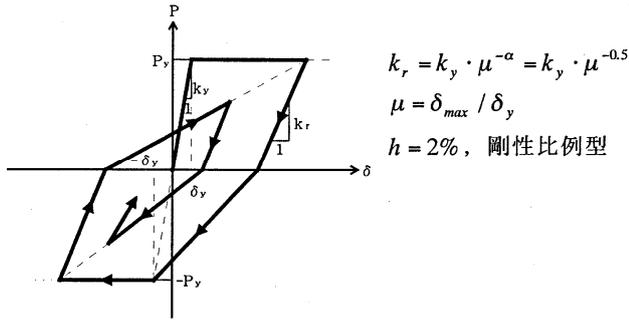


図-2 動的解析に用いた Takeda 型モデル

$$\delta_r = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \delta_E \quad (14)$$

動的解析では、RC 橋脚をバイリニア 1 質点系とモデル化した。非線形解析の場合は武田型の履歴モデル（除荷剛性低下係数 0.5）を用い、2% の剛性比例型減衰を考慮した。線形解析の場合は、5% の粘性減衰を考慮した。解析では、固有周期 0.5, 0.75, 1.0 秒の 3 ケースに対して、目標塑性率 2, 4, 6, 8 となるように、降伏点を変化させた解析ケースを設けた。入力波形は全 18 波の標準波形とした。

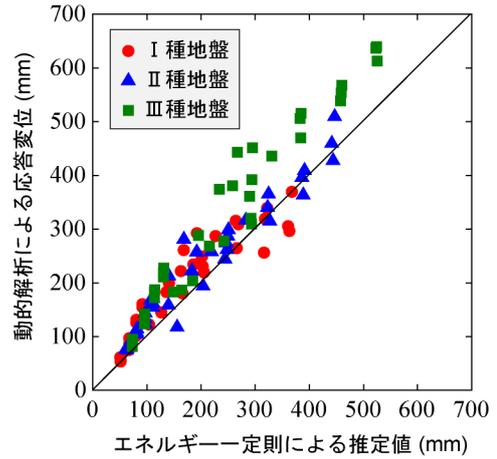
図-3 にエネルギー一定則による推定値と動的解析による応答値との比較を示す。ここで、タイプ II 地震動に関する推定結果に着目すると、地盤種別によって推定精度が異なり、特に変位の大きい領域ではその誤差が大きいことが分かる。本検討では、このような特性を考慮に入れ、地盤種別・地震タイプ毎で応答変位の評価式のばらつきを評価することとした。評価結果を表-1 に示す。

4. 現行耐震設計基準の耐震信頼性評価

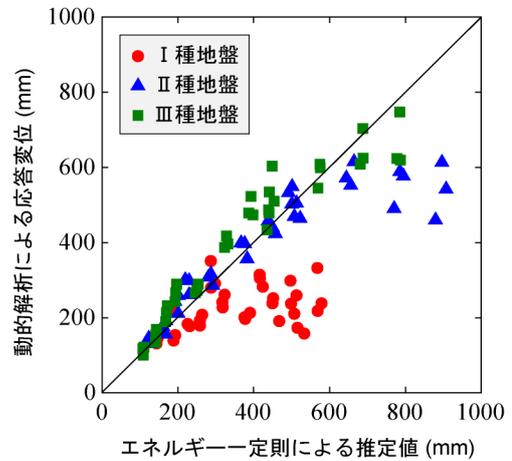
4.1 解析対象の RC 橋脚

本検討では、現行耐震設計基準の耐震信頼性を把握するために、地震時に塑性化を考慮する RC 橋脚を対象に、3. に示す評価方法を用いて橋軸方向に対する照査に関する耐震信頼性を試算した。

表-5 に検討対象の 12 基の RC 橋脚を示す。これらの橋脚は、いずれも現行道路橋示方書を適用して試設計したものである。試設計では、実橋梁の設計と同様に、地震時保有水平耐力法を用いて橋軸方向と橋軸直角方向の耐力と残留変位に対する照査を行った他、耐力が過小にならないように $P_a \geq 0.4c_2W$ により耐力の下限値の照査も行っている。試設計では、現行道路



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図-3 エネルギー一定則の推定精度

橋示方書 V 耐震編に定めた A, B, C の 3 地域区分の全てを対象地域とし、地盤種別は全ての橋脚において II 種地盤とした。上部構造形式は単純桁と 3 径間連続桁の 2 種類、橋脚断面タイプは矩形と壁式の 2 種類を対象とした。橋脚の固有周期は 0.52s~0.99s となった。図-4 に一例として P2 橋脚の形状寸法と断面詳細を示す。また、試設計では、コンクリートの設計基準強度には 24N/mm²、鉄筋には SD345 を用いた。

表-5 には、橋軸方向に対する設計時の余裕度を許容塑性率 μ_a / 応答塑性率 μ_r 、保有水平耐力 P_a / 慣性力 $k_{hc}W$ 、および許容残留変位 δ_{Ra} / 残留変位 δ_R の 3 項目について示している。ここで、タイプ I 地震動に対する許容残留変位 δ_{Ra} / 残留変位 δ_R は、設計照査上に支配的とならないため、表-5 からは省略した。これらの 12 基の橋脚の中、P8 と P9 橋脚は、水平耐力の下限値である $P_a \geq 0.4c_2W$ によって断面を決定した。

表-5 対象とした橋脚の一覧

橋脚 番号	橋脚の概要					設計時における余裕度 (橋軸方向)				
	地域 区分	上部構 造形式	橋脚高 (m)	断面寸法 幅×高さ(m)	周期 (s)	μ_a / μ_r		$P_a / k_{hc}W$		δ_{Ra} / δ_R
						タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ II
P1	A	単純桁	8.5	2.0×6.5	0.60	1.930	1.583	1.542	1.284	1.305
P2	A	単純桁	11.5	2.4×5.0	0.70	1.571	1.208	1.391	1.105	1.219
P3	B	単純桁	11.5	2.2×5.0	0.69	1.562	1.215	1.370	1.108	1.251
P4	C	単純桁	11.5	2.0×5.0	0.68	1.576	1.228	1.418	1.137	1.335
P5	A	単純桁	13.5	2.7×6.0	0.58	1.587	1.222	1.368	1.120	1.104
P6	A	単純桁	11.5	2.3×5.0	0.76	1.582	1.316	1.372	1.161	1.002
P7	A	単純桁	15.5	3.6×9.0	0.99	1.573	1.178	1.352	1.104	1.033
P8	A	単純桁	7.7	3.5×5.0	0.60	3.593	3.033	1.057	1.058	2.584
P9	A	単純桁	5.9	2.0×4.0	0.52	1.864	1.691	1.458	1.327	1.536
P10	A	単純桁	12.0	3.0×8.5	0.75	1.617	1.342	1.319	1.172	1.003
P11	C	3径間	10.0	2.0×7.0	0.72	1.919	1.678	1.549	1.321	1.011
P12	C	連続桁	15.0	2.6×8.0	0.85	2.146	1.986	1.648	1.442	1.017

P8のタイプIとタイプII、P9のタイプIの場合は、 $P_a \geq 0.4c_z W$ が支配設計条件であった

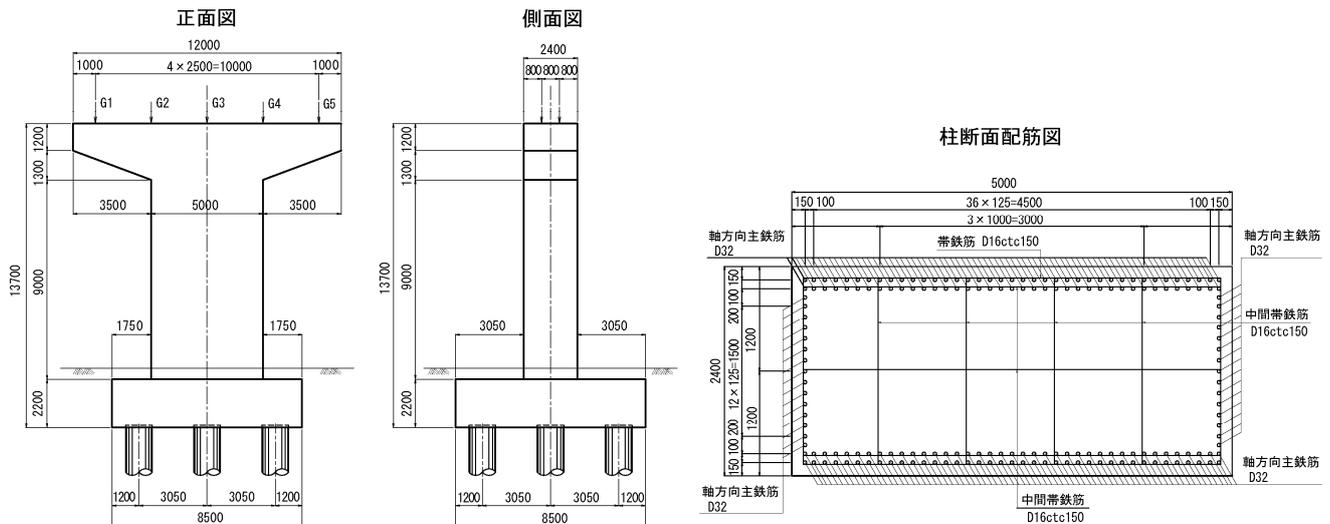


図-4 P2橋脚の概要図

これ以外の全ての橋脚は、耐力の照査もしくは残留変位の照査によって断面を決定した。タイプII地震動に対する塑性率の余裕度に関しては、P8とP9橋脚は余裕度が高く、それぞれ1.7と3.0程度である。P2～P5、P7橋脚は1.2程度である。P1、P6、P10～P12橋脚は、1.3～2.0程度である。なお、残留変位の余裕度を見ると、P6、P7、P10～P12橋脚は、残留変位の余裕は殆どない状況である。P1橋脚は、塑性率と残留変位の両方ともやや大きめの安全率を有する橋脚である。

4.2 信頼性指標 β

検討では、終局変位と応答変位の平均値および標準偏差は、それぞれの評価式のばらつきと材料強度のばらつきを考慮に入れ、モンテカルロシミュレーション(試行回数:10,000回)によって求めることとした。図-5に、タイプII地震動の場合におけるモンテカルロシミュレーション解析結果の終局変位と応答変位のヒストグラムを示す。これらの結果は、いずれも概ね対数正規分布となっていることが分かる。分布の標準

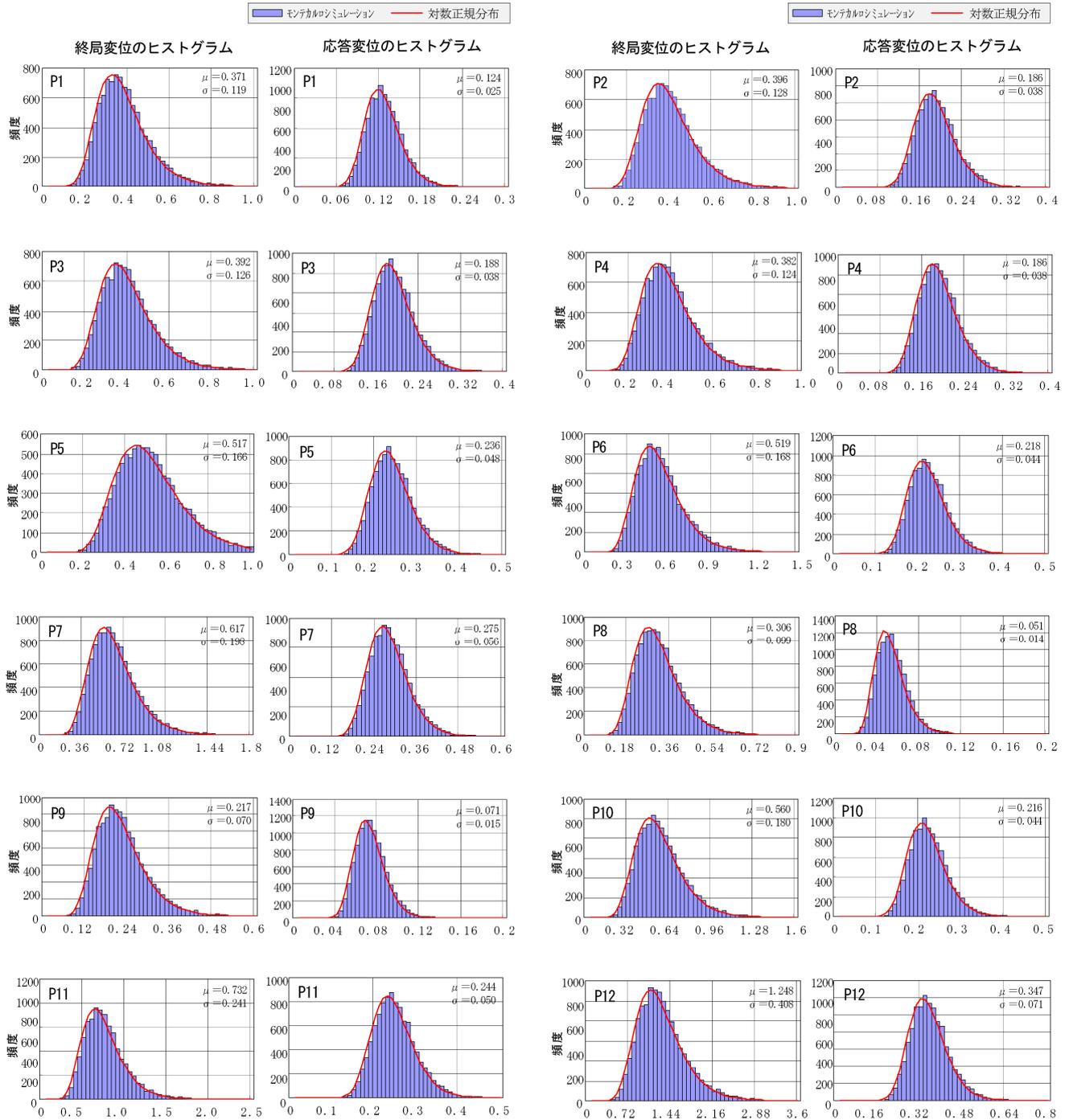


図-5 終局変位と応答変位の分布 (タイプII地震動)

偏差は終局変位のほうが応答変位より大きい。

終局変位と応答変位のモンテカルロシミュレーション結果を用い、式(3)~(5)によって各橋脚の信頼性指標 β を計算した。表-3に計算結果の一覧を示す。タイプII地震動に対する評価結果は、タイプI地震動の場合より全体的に小さくなる。これは、設計時における許容塑性率 μ_a の計算に考慮した安全係数 α の違いによるものであり、設計では、タイプI地震動に対し

では $\alpha=3.0$ 、タイプII地震動に対しては $\alpha=1.5$ の安全係数を考慮しているためである(耐震性能2の場合)。タイプII地震動に対する β の最小値は、P4橋脚の1.832となった。

信頼性指標 β の値は、設計時における塑性率の余裕度に影響されると考えられる。表-5に示した設計時における余裕度と β の値を考察してみると、設計時に見込んだ塑性率の余裕度が高いほど、当然ながら β の

表-6 信頼性指標 β の評価結果

橋脚番号	信頼性指標 β	
	タイプ I	タイプ II
P1	4.123	2.873
P2	3.140	1.941
P3	3.037	1.900
P4	2.866	1.832
P5	3.258	2.030
P6	3.228	2.238
P7	3.493	2.088
P8	5.553	4.274
P9	3.882	2.884
P10	3.622	2.477
P11	3.952	2.811
P12	4.339	3.307
平均 (P8 を無視)	3.540	2.398

値も大きいことが分かる。本検討に用いた 12 基の RC 橋脚は、設計時の塑性率に対する余裕度は 1.0~1.5 程度となっている。

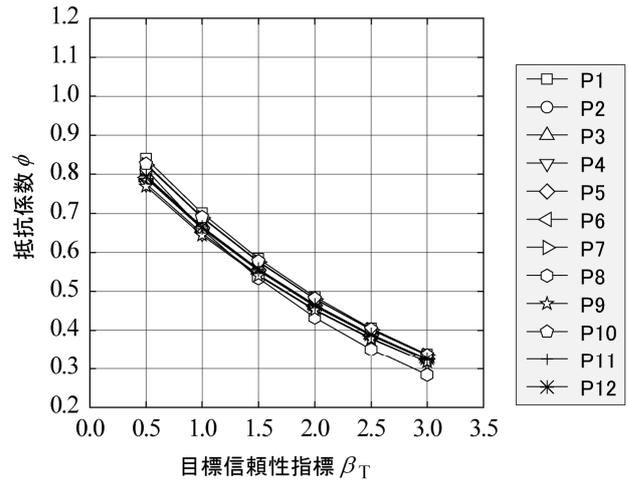
一方、P8 橋脚は、耐力の下限値が支配条件として設計された橋脚であり、変形性能に対する評価結果の β は大きくなっている。このため、表-6 に示した β の平均値、すなわち、一般的な橋脚の β は P8 を除いたものとした。

5. 目標信頼性指標 β_T と抵抗係数 ϕ の試算

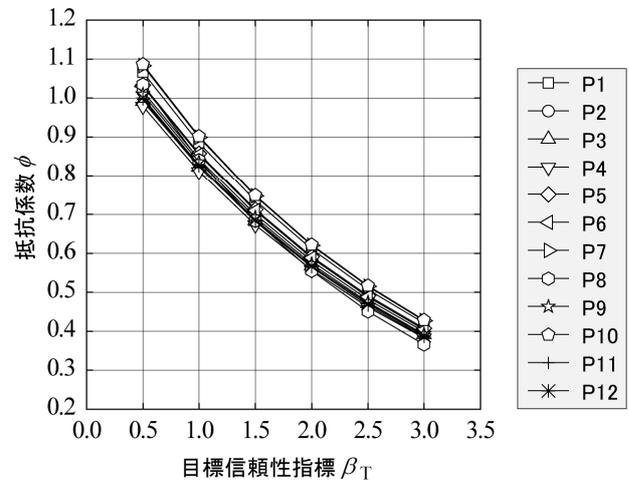
本検討では、抵抗係数 ϕ と目標信頼性指標 β_T の関連性を検討するために、目標信頼性 β_T を 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 の 6 つに変化させて、抵抗係数 ϕ の値を試算した。図-6 に目標信頼性 β_T と抵抗係数 ϕ の関係図を示す。表-7 に、抵抗係数 ϕ とその平均値の一覧を示す。図-6 より、設定した目標信頼性指標 β_T が高いほど抵抗係数 ϕ の値が低下する。ここで、仮に目標信頼性指標 β_T を 2.0 とした場合は、表-4 に示す抵抗係数 ϕ の平均値は 0.58 となる。

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



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図-6 抵抗係数 ϕ と目標信頼性 β_T の関係

方書に導入するために、本検討では、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を構築するとともに、現行道路橋示方書を適用した RC 橋脚を対象に、設計地震力を確定値として設定して現行耐震設計基準の耐震信頼性を評価した。また、設定した目標信頼性指標に対して抵抗係数値の試算を行い、部分係数設計法として提案するための抵抗係数を把握した。

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) RC 橋脚の耐震性能照査式を部分係数書式に書き換え、部分係数設計法に基づく照査式を提示した。現行基準を適用した 12 基の RC 橋脚を用いて変形性能に対する信頼性指標 β を試算した。本検討の範囲内では、タイプ II 地震動に対する信頼性指標 β は約 2 以上となった。
- 2) 目標信頼性 β_T を 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0

表－7 目標信頼性指標に対する抵抗係数 ϕ の試算結果

橋脚 番号	タイプⅠ						タイプⅡ					
	$\beta_T=0.5$	$\beta_T=1.0$	$\beta_T=1.5$	$\beta_T=2.0$	$\beta_T=2.5$	$\beta_T=3.0$	$\beta_T=0.5$	$\beta_T=1.0$	$\beta_T=1.5$	$\beta_T=2.0$	$\beta_T=2.5$	$\beta_T=3.0$
P1	0.840	0.700	0.583	0.486	0.405	0.338	1.066	0.885	0.735	0.610	0.507	0.421
P2	0.795	0.664	0.555	0.464	0.388	0.324	1.017	0.843	0.700	0.580	0.481	0.399
P3	0.792	0.663	0.555	0.464	0.388	0.325	0.992	0.823	0.684	0.568	0.471	0.391
P4	0.776	0.649	0.542	0.454	0.379	0.317	0.979	0.811	0.672	0.557	0.462	0.383
P5	0.792	0.663	0.554	0.464	0.388	0.325	1.033	0.858	0.712	0.591	0.491	0.408
P6	0.792	0.662	0.553	0.462	0.386	0.322	1.030	0.854	0.709	0.588	0.487	0.404
P7	0.824	0.688	0.575	0.481	0.402	0.335	1.083	0.899	0.747	0.620	0.515	0.427
P8	0.812	0.658	0.534	0.433	0.351	0.284	1.035	0.841	0.683	0.555	0.451	0.366
P9	0.769	0.644	0.539	0.452	0.378	0.317	1.009	0.836	0.692	0.573	0.474	0.392
P10	0.827	0.690	0.576	0.481	0.402	0.336	1.087	0.902	0.749	0.622	0.516	0.429
P11	0.790	0.661	0.553	0.462	0.387	0.323	0.996	0.824	0.682	0.564	0.466	0.386
P12	0.796	0.666	0.557	0.466	0.390	0.326	1.001	0.829	0.686	0.568	0.470	0.389
平均	0.800	0.667	0.556	0.464	0.387	0.323	1.027	0.850	0.704	0.583	0.483	0.400

- 3) とし、抵抗係数 ϕ の値を試算した。 $\beta_T=2.0$ を仮定する場合の抵抗係数 ϕ は0.58となる。
- 4) 提案した設計式と抵抗係数をもとに、試設計により従来の設計法との比較検討を行い、部分係数の値を確定し、基準の中に反映する。

- 5) 独立行政法人土木研究所：既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果－1999年調査結果－，土木研究所資料第3854号，2002.3
- 6) 独立行政法人土木研究所：レディミクストコンクリートの品質実態調査－(2)1999年調査結果－，土木研究所資料第3838号，2001.11
- 7) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，コンクリートライブラリー，第52号，pp.218-227，1983.11
- 8) 高速道路調査会橋梁研究委員会コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究委員会：コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究(その2)報告書，1989.2
- 9) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響，地震時保有耐力方に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム，(社)土木学会，1999

参考文献

- 1) 長尚：基礎知識としての構造信頼性設計、山海堂
- 2) 建設省土木研究所：施工によるコンクリート品質のばらつき調査報告書，土木研究資料第632号，1971.1
- 3) 高橋久雄ほか：構造体コンクリートの強度管理に関する研究(その1～5)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.123-132，1977
- 4) 佐原晴也，森濱和正，野永健二，渡辺正：小径コアによる実構造物コンクリートの圧縮強度の推定，土木学会第58回年次学術講演会，V-427，2003.9

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 based on reliability theories for highway bridges. In this study, the follows were conducted: (1) design method based on reliability theories was proposed; (2) reliability index β for twelve RC piers designed with the current seismic design code were calculated; (3) resistance factors were calculated by assuming the target reliability index β_T as 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 and 3.0.

Key words : seismic design, partial factor design, reliability index, resistance factor