

地震時の性能規定を考慮した橋梁システムの最適設計

谷脇 一弘

Optimum design of bridge system considering performance at ultimate state under huge earthquake

Kazuhiro Taniwaki

In this study, an efficient optimal performance-based seismic design method for bridge system subjected to huge earthquakes is proposed. In the design of a bridge system, the heights of rubber bearings are taken into account as the continuous design variables, and cross-sectional dimensions and amount of steel reinforcements for RC piers and numbers of pile as the discrete design variables. The relative horizontal displacements to the both bridge and transverse directions and ductile factor are dealt with as design constraints. The construction cost minimization problem can be expressed as a mixed discrete-continuous problem, and it is solved by a classical branch and bound method with dual algorithm and convex approximation. In the optimization process, the design of experiments is applied successfully in order to calculate the dynamic behaviors and those sensitivities of the bridge system. The proposed optimal design method is applied to a five-span continuous steel girder bridge system, and it is demonstrated that the proposed method can obtain the optimum solutions quite efficiently and rigorously.

Keywords: bridge system, seismic design, performance-based design, optimization, the design of experiments

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以後、構造物の耐震設計の分野において、構造物が具備すべき耐震性能を明確に規定し、設計においてその性能を満足していることを照査する性能規定型耐震設計法の考え方が取り入れられている。橋梁の設計においては、限界状態における橋脚の許容塑性率は確定的な数値が用いられているが¹⁾、橋梁の重要度、塑性率が変化した場合の経済性を検討し、総合的な見地から許容塑性率を定めなければならないことが指摘されている²⁾。

ところで、橋梁システムの性能規定型耐震設計を行う際には、設計対象とする橋梁システムの非線形性を考慮した動的応答解析を行い、各構造要素の動的挙動が設定した性能限界を超えていないことを確認する必要がある。しかしながら、各構造要素の非線形応答値は、各構造要素の非線形剛性の配分により大きな影響を受けるため、従来のように試行錯誤の方法により、設計において要求される耐震性能を満足するように橋梁システム全体の中で各構造要素の非線形剛性を力学的な観点から最適に配分することは不可能に近い。一方では、社会資本整備のための資源が極めて限られた状況にあり、橋梁の建設においても、初期建設費をできる限り節約した橋梁構造物が要求されており、設計対象とする橋梁システムが要求されている耐震性能を満足するとともに、経済性に優れた構造となる設計法の確立が急がれている。

そこで本研究では、橋梁システムの桁の水平変位、桁と橋脚の相対変位、塑性率の制約条件を

考慮し、沓高、橋脚の橋軸方向および橋軸直角方向の幅、鉄筋の断面積、杭の直径および杭本数の最適解を決定することができる最適設計システムの開発を行ったものである。橋梁システムの総建設費最小化問題において、橋台および橋脚の支承の高さは連続変数として、その他の変数は離散変数として扱い、連続・離散変数の混合問題を分枝限定法³⁾を用いて解いている。一般に、地震応答解析を行う場合には、専用に開発された動的応答解析システムを用い、本研究においても TDAPⅢを用いている。この動的応答解析システムと独自に開発した最適化手法とを組み合わせた一連のシステムの開発は困難となるため、数百回におよぶ動的挙動の応答解析および最適化のための動的挙動の感度をいかに推定するかが大きな問題となる。この問題を解決するために、実験計画法⁴⁾を用いて橋梁システムの桁の水平変位、桁と橋脚の相対変位、塑性率の推定を行っている。実験計画法を用いた動的応答の推定法として、大久保らの研究^{5,6)}があるが、この研究では、橋軸方向の変位のみを対象としており、塑性率および橋軸直角方向の変位は取り扱っていない。また、大久保らの研究では、すべての設計変数を連続変数として取り扱っているため、3個の水準値を等間隔に設定できるが、本研究では、橋台および橋脚の支承の高さは連続変数として、その他の変数は離散変数として扱うため、3個の水準値が不等間隔の場合を取り扱う。最適化過程において必要となる感度係数は、設計変数の2次関数で表される推定式により解析的に求め、推定式を用いた制約条件の違反度が所定の精度となるまで、水準値の修正、推定式の修正、分枝限定法による最適化の一連の過程を繰り返すことにより最終的な最適解を決定している。

本研究で述べた方法を、5径間連続鋼 I 桁橋梁システムの最適化問題に適用し、種々の塑性率に対する最適解を比較することにより、本研究で述べた方法の有効性および能率性を明らかにしている。

2. 橋梁システムモデル

本研究では図-1に示す5径間連続鋼 I 桁橋梁システムを対象とする。橋脚および杭基礎の正面図および側面図を図-2に示す。杭基礎の特性値として杭の直径、杭の本数、地盤状況を考慮して線形水平ばね定数 K_h および回転ばね定数 K_θ を算定している。橋脚の長方形断面の鉄筋の配置は

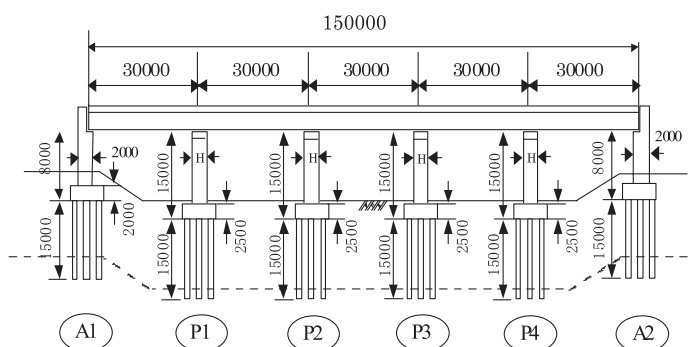


図-1 5径間連続鋼 I 桁橋梁システム

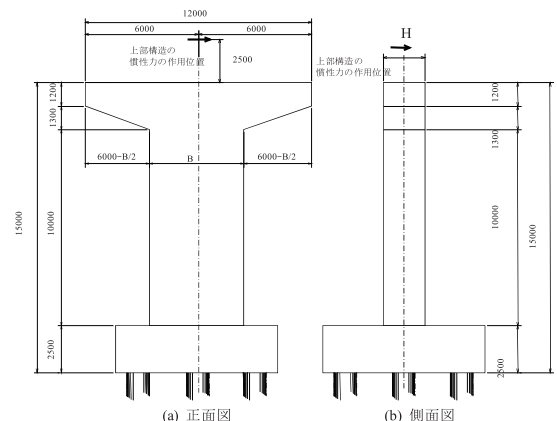


図-2 橋脚および RC 杭基礎の正面図および側面図

図-3 に示すように橋軸方向に二段配置，橋軸直角方向には一段配置とし，鉄筋の間隔を 125mm として橋軸方向および橋軸直角方向の断面の幅 H_p および B_p が変化するに従い鉄筋の本数も変化し得るものとした．地震応答解析において，橋脚は 50 分割し図-4 に示す武田モデルを用いている．支承ばねおよび杭ばねは弾性ばね，桁

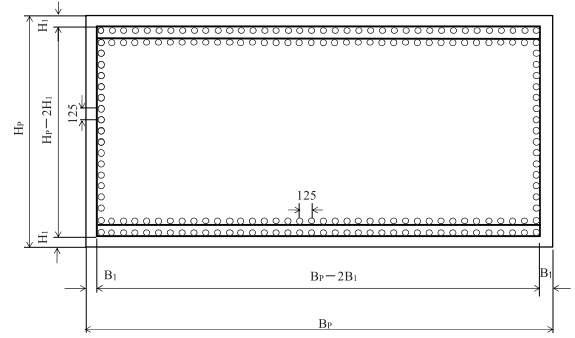


図-3 橋脚の断面

は剛部材，橋台は弾性変形と仮定し，図-5 に示す地震応答解析モデルを用いて解析を行った．地震波として道路橋示方書¹⁾に規定されているタイプⅡのⅡ種地盤の加速度波形Ⅱ-Ⅱ-2 を用い橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ加振した．

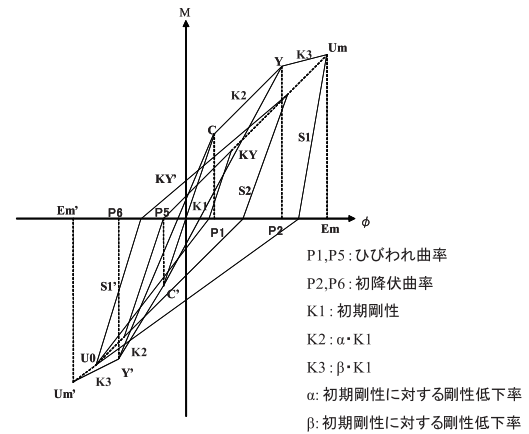


図-4 武田モデル

3. 最適設計問題およびその解法

(1) 最適設計問題

設計変数として，橋台の支承の高さ B_{h1} ，橋脚の支承の高さ B_{h2} ，杭の水平ばねの特性値 K_h ，橋脚断面の橋軸方向の幅 H_p ，鉄筋の断面積 A_s ，橋脚断面の橋軸直角方向の幅 B_p を考慮している．杭基礎については，水平ばね定数 K_h および回転ばね定数 K_θ の2つの特性値を有するが，橋軸方向および橋軸直角方向の解析において K_h は共通に用いることができるため，本研究では，杭基礎の設計変数として K_h を用いている．地震時の限界状態における制約条件として，ゴム支承が健全であるための桁と橋台または橋

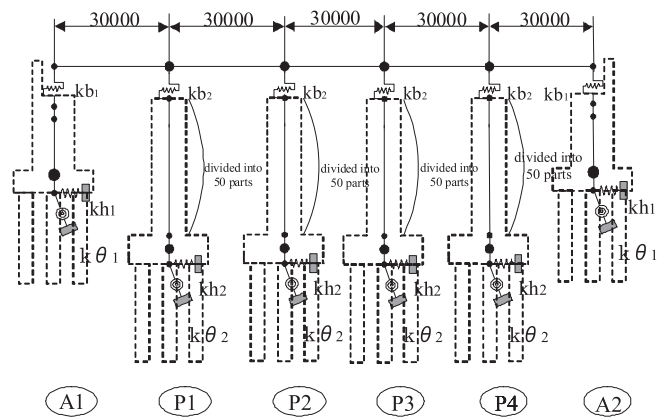


図-5 地震応答解析モデル

脚間の橋軸方向相対変位 g_{h1}, g_{h2} および橋軸直角方向相対変位 g_{r1}, g_{r2} ，橋脚が補修可能となるための最大塑性率 g_μ を考慮している．目的関数として，支承の建設費用 $COST_B(B_{h1}, B_{h2})$ ，杭基礎の建設費用 $COST_F(K_h)$ ，橋脚の建設費用 $COST_P(H_p, A_s, B_p)$ の和として表現される総建設費 $COST(B_{h1}, B_{h2}, K_h, H_p, A_s, B_p)$ を最小とするものとする．以上を考慮して橋梁システムの最適設計問題は式(1)～(6)のように表すことができる．

$$\begin{aligned} &\text{Find} \quad B_{h1}, B_{h2}, K_h, H_p, A_s, B_p \quad \text{which} \\ &\text{minimize} \quad COST(B_{h1}, B_{h2}, K_h, H_p, A_s, B_p) = COST_B(B_{h1}, B_{h2}) + COST_F(K_h) \end{aligned}$$

$$+COST_p(H_p, A_s, B_p) \quad (1)$$

$$\text{subject to } g_{h1} = \delta_{h1} - \delta_{a1} \leq 0 \quad (2)$$

$$g_{h2} = \delta_{h2} - \delta_{a2} \leq 0 \quad (3)$$

$$g_{t1} = \delta_{t1} - \delta_{a1} \leq 0 \quad (4)$$

$$g_{t2} = \delta_{t2} - \delta_{a2} \leq 0 \quad (5)$$

$$g_{\mu} = \mu - \mu_a \leq 0 \quad (6)$$

ここに、 δ_{a1}, δ_{a2} は橋台の支承および橋脚の支承の許容水変位であり、それぞれ支承の高さ B_{h1} 、 B_{h2} の2.5倍として与えられる。橋脚の最大塑性率 μ の計算は、橋脚基部に作用する曲率を初降伏曲率で除した値であり、本研究では橋軸方向の塑性率を考慮している。許容塑性率 μ_a は設計者が設定するパラメータであり、本研究では、この値を種々変化させた場合の最適解の比較を行っている。

上式において、 B_{h1}, B_{h2} は連続変数として取り扱える変数であり、その他の変数は離散変数として取り扱うべき変数である。本研究では、離散値として表される設計変数 K_h, H_p, A_s, B_p はそれぞれ下記の集合より選択するものとした。

$$K_h \in \{2514665(kN/m), 2762477, 3352886\}$$

$$H_p \in \{2000(mm), 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800\}$$

$$A_s \in \{198.6(mm^2), 286.5, 387.1, 506.7, 642.4, 794.2, 956.6, 1140\}$$

$$B_p \in \{3000(mm), 3500, 4000, 4500, 5000, 5500, 6000, 6500\}$$

支承の費用の計算においては、橋台の支承の幅を70cm、橋脚の支承の幅を80cmとし、ゴムの単価を45円/cm³として費用を計算している。杭基礎は表-1に示すように直径が1.0m、杭本数が9本の場合、直径が1.2m、杭本数が9本の場合、直径が1.0m、杭本数が12本の場合の3種類を考慮してばね定数を計算している。杭本体のコストは杭径が1.0mの場合65200円/m³、1.2mの場合73800円/m³と仮定した。フーチングのコストおよび型枠のコストはそれぞれ33500円/m³、8000円/m²と仮定した。橋脚の建設コストに用いた鉄筋コンクリートの単価は18500円/m³、型枠の単価は8000円/m²、鉄筋の単価は120000円/tfと仮定した。

式(1)～(6)で表される最適化問題は連続変数および離散変数の混合変数を含んだ最適化問題であり、本研究では、最適解における諸量を比較して塑性率を選択できるシステムを開発することを目的としているため、本研究では解の信頼性が高い双対法を用いた分枝限定法³⁾を用いて最適解を決定することとした。この方法では、最適化過程において制約条件の感度係数の計算が必要

表-1 杭基礎の特性

杭径φ (m)	杭長(m)	杭本数n (本)	フーチング 幅B(m)	フーチング 幅H(m)	フーチン グの高さ (m)	建設費 (千円)	Kh(kN/m)	橋軸方向Kθ (kNm/rad)	橋軸直角方向 Kθ(kNm/rad)	重量(kN)	橋軸方向 慣性重量	橋軸直角方 向慣性重量
1.0	15.0	9	7.00	7.00	2.5	13,466	2514665	29279320	29279320	3001.3	13818.3	13818.3
1.2	15.0	9	8.40	8.40	2.5	16,544	2762477	38430830	38430830	4321.8	27663.1	27663.1
1.0	15.0	12	7.00	9.50	2.5	17,965	3352886	57078180	39039100	4073.1	32754.7	18753.3

となるが、専用に開発された汎用動的応答解析システム（TDAPⅢ）を用いて、いかに数少ない解析回数により感度係数を計算し、最適化手法に取り込むかが問題となる．この問題を解決するために、大久保らが用いた実験計画法^{5,6)}を用いて橋梁システムの桁の水平変位、桁と橋脚の相対変位、塑性率の推定式を導入し、この推定式を用いて解析的に感度解析を行うこととした．この方法については以下に述べる．

(2) 実験計画法を用いた制約条件の感度係数の計算

実験計画法において推定式を導入するための実験データは、表-2 に示す各因子 3 個の水準値を考慮し最大 13 個の因子まで取り扱える直交表 $L_{27}(3^{13})$ に従い計算している．橋台の支承ばね定数 B_{h1} 、橋脚の支承ばね定数 B_{h2} 、杭の特性値 K_h 、橋脚断面の橋軸方向幅 H_p 、橋脚の鉄筋断面積 A_s 、橋脚断面の橋軸直角方向幅 B_p をそれぞれ因子 1～6 に割り当て、橋軸方向および橋軸直角方向についてそれぞれ 27 ケースの地震応答解析を行っている．

k 番目の因子の 3 個の水準値 x_{k1}, x_{k2}, x_{k3} が不等間隔の場合の直交多項式による推定式は、因子 k の予測データ x_k から因子 k の水準値の平均値 \bar{x}_k を引いた値を z_k （ここに、 $z_k = x_k - \bar{x}_k$ ）とすると、6 個の因子の場合の 2 次の項までを考慮した推定式の一般式は次式で与えられる⁴⁾．

$$y = b_0 + \sum_{k=1}^6 b_{k1} z_k + \sum_{k=1}^6 b_{k2} (-M_{k2}^2 - M_{k3} z_k + M_{k2} z_k^2) \quad (7)$$

$$\text{ここに、 } M_{ki} = \frac{1}{n} (z_{k1}^i + z_{k2}^i + z_{k3}^i) \quad (k=1, \dots, 6), \quad z_{ki} = x_{ki} - \bar{x}_k \quad (i=1, \dots, 3) \quad (k=1, \dots, 6)$$

上式の各係数 b_{ki} の推定値 \hat{b}_{ki} は次式で与えられる．

$$\hat{b}_0 = \frac{1}{rS_1} \sum_{i=1}^3 T_{1i} \quad (8)$$

$$\hat{b}_{ki} = \frac{1}{rS_k} \sum_{j=1}^3 W_{kj} T_{kj} \quad (i=1, 2) \quad (9)$$

$$\text{ここに、} \quad S_k = \sum_{j=1}^3 W_{kj}^2 \quad (10)$$

r は同一の水準を用いた実験の反復数であり、表-2 の直交表の場合 9 である． T_{ki} は水準 x_{ki} での実験データの数値の合計である． W_{kj} は式(7)の b_{ki} の係数式 $f_k(z_k)$ において z_k の値を z_{kj} とおいた値である．すなわち、 \hat{b}_{k1} の計算においては $W_{kj} = z_{kj}$ 、 \hat{b}_{k2} の計算においては $W_{kj} = -M_{k2}^2 - M_{k3} z_{kj} + M_{k2} z_{kj}^2$ となる．式(8)の計算は、いずれの因子を用いても同じ値となるため 1 番目の因子についてのみ計算すればよいこととなる．

(3) 最適化アルゴリズム

提案した方法の最適化アルゴリズムでは、まず、各設計変数についてそれぞれ 3 個の水準値を設定し、表-2 の直交表に従い、橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれについて 27 ケースの地震応答解析を行い、式(7)を用いて各制約条件で考慮している桁と橋脚の橋軸方向相対変位および橋軸直角方向相対変位、橋脚の塑性率の推定式を導入する．つぎに、この推定式を用いて分枝限

表-2 直交表 $L_{27}(3^{13})$

No.	因子												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
No.1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
No.2	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No.3	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	3	3
No.4	1	2	2	2	1	1	1	2	2	2	3	3	3
No.5	1	2	2	2	2	2	2	3	3	3	1	1	1
No.6	1	2	2	2	3	3	3	1	1	1	2	2	2
No.7	1	3	3	3	1	1	1	3	3	3	2	2	2
No.8	1	3	3	3	2	2	2	1	1	1	3	3	3
No.9	1	3	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1
No.10	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
No.11	2	1	2	3	2	3	1	2	3	1	2	3	1
No.12	2	1	2	3	3	1	2	3	1	2	3	1	2
No.13	2	2	3	1	1	2	3	2	3	1	3	1	2
No.14	2	2	3	1	2	3	1	3	1	2	1	2	3
No.15	2	2	3	1	3	1	2	1	2	3	2	3	1
No.16	2	3	1	2	1	2	3	3	1	2	2	3	1
No.17	2	3	1	2	2	3	1	1	2	3	3	1	2
No.18	2	3	1	2	3	1	2	2	3	1	1	2	3
No.19	3	1	3	2	1	3	2	1	3	2	1	3	2
No.20	3	1	3	2	2	1	3	2	1	3	2	1	3
No.21	3	1	3	2	3	2	1	3	2	1	3	2	1
No.22	3	2	1	3	1	3	2	2	1	3	3	2	1
No.23	3	2	1	3	2	1	3	3	2	1	1	3	2
No.24	3	2	1	3	3	2	1	1	3	2	2	1	3
No.25	3	3	2	1	1	3	2	3	2	1	2	1	3
No.26	3	3	2	1	2	1	3	1	3	2	3	2	1
No.27	3	3	2	1	3	2	1	2	1	3	1	3	2

因子1: 橋台の支承ばね定数, 因子2: 橋脚の支承ばね定数, 因子3: 杭の特性値,
因子4: Hp, 因子5: As, 因子6: Bp

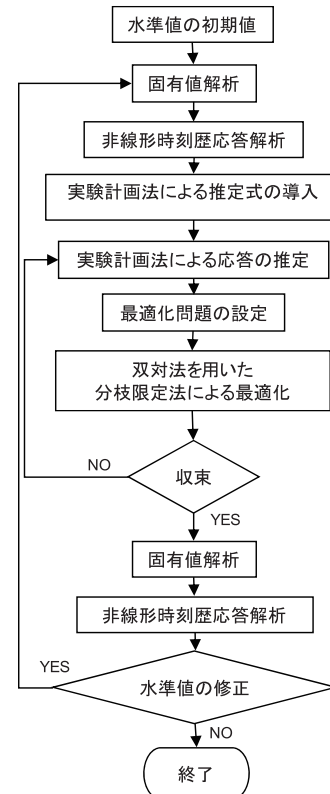


図-6 最適設計法のフローチャート

定法により最適解を決定する。最適化過程において、連続変数である支承の高さはその機能的限界である下限値および上限値を設定し、その範囲で最適解を決定できるようにし、その他の離散変数については、3個の水準値の最大値より1ランク上位、3個の水準値の最小値より1ランク下位まで改良できるように move limit を設定した。解が move limit の上・下限値により決定されている場合には、現在の改良解を参照して3個の水準値の修正を行い、再度上記の過程を繰り返す。解が move limit の上・下限値内であれば、得られた最適解の状態に対して、地震応答解析を行い、実際の制約条件が実行可能解、かつ実際の制約条件と推定式を用いた制約条件式の値の誤差が10%以内ならば収束したものとして終了する。違反している場合には、水準値の修正を行い、再度上記の過程を繰り返す。本研究で提案した最適設計法のフローチャートを図-6に示す。

4. 設計例

設計例として図-1に示す5径間連続鋼I桁橋梁システムについて、許容塑性率を2.0, 3.0および4.0と変化させた場合の最適解の比較を行った。計算に用いた各設計変数の離散値および単位コストの値は3章で述べた値を用い、支承の高さの最小値は8.0cmとしている。最適化過程において設定した水準値を表-3に示す。いずれの許容塑性率に対しても1回目の水準値を用い、許容塑性率が2.0の場合には水準値を修正することなく能率的に最適解が得られた。許容塑性率が3.0および4.0の場合には、水準値を2回目の値に修正し最適解が得られた。許容塑性率が2.0, 3.0および4.0の場合の最適解の比較を表-4に示す。

表-3 最適化過程における水準値の設定

水準値		B_{h1} (cm) (ばね定数(kN/m))	B_{h2} (cm) (ばね定数(kN/m))	杭基礎のばね定数			H_p (mm)	$A_s(\text{mm}^2)$	B_p (mm)
				K_h (kN/m)	$K\theta_1$ (kNm/rad)	$K\theta_2$ (kNm/rad)			
1回目	1	16.0(15313)	14.0(22857)	2514665	29279320	29279320	2400	794.4	4500
	2	14.0(17500)	12.0(26667)	2762477	38430830	38430830	2600	956.6	5000
	3	12.0(20417)	10.0(32000)	3352886	57078180	39039100	2800	1140	5500
2回目	1	8.0(30625)	8.0(40000)	2514665	29279320	29279320	2400	506.7	3500
	2	10.(24500)	9.0(35556)	2762477	38430830	38430830	2600	642.4	4000
	3	12.0(20417)	10.0(32000)	3352886	57078180	39039100	2800	794.4	4500

表-4 $\mu = 2.0, 3.0, 4.0$ に対する最適解の比較

許容塑性率	2.0		3.0		4.0	
橋台部支承の高さ (cm), (ばね値)	15.3(16012)		11.6(21121)		8.971(27310)	
橋脚部支承の高さ (cm), (ばね値)	12.979(24655)		9.91(32291)		8(40000)	
杭のばね(KN/m)	2514665		2514665		2514665	
H_p (mm)	2600		2800		2700	
$A_s(\text{mm}^2)$	1140		642.4		387.1	
B_p (mm)	4000		3500		3000	
橋台支承橋軸方向相対変位の違反度	推定式	1.004	推定式	0.999	推定式	0.999
	解析値	1.013	解析値	1.006	解析値	1.001
橋脚支承橋軸方向相対変位の違反度	推定式	0.824	推定式	0.661	推定式	0.422
	解析値	0.834	解析値	0.669	解析値	0.446
橋台支承橋軸直角方向相対変位の違反度	推定式	0.900	推定式	0.961	推定式	0.982
	解析値	0.910	解析値	0.961	解析値	0.930
橋脚支承橋軸直角方向相対変位の違反度	推定式	1.001	推定式	0.999	推定式	0.921
	解析値	1.015	解析値	1.008	解析値	0.824
塑性率の違反度	推定式	0.997	推定式	1.005	推定式	0.981
	解析値	0.959	解析値	0.988	解析値	1.030
建設費(千円)	192859		161254		139550	

許容塑性率が 2.0 と小さく設定されている場合には、塑性率を満足させるために橋脚の断面の幅および必要鉄筋量は大きくなり橋脚の建設費が増大するが、各支承を高くすることにより、すなわち支承のばね値を小さくすることにより高周期化され、上部工が橋脚に及ぼす影響を極力削減し、橋脚と支承の建設費が最小となる解が選択されている。許容塑性率を 3.0 と大きくすることにより許容塑性率が 2.0 の場合と比較して断面の幅、鉄筋量および支承の高さは小さくなり支承の建設費は 24%、橋脚の建設費は 19%減少し、総建設費は 16%減少している。さらに許容塑性率を 4.0 と大きくした場合の建設費は、支承の建設費は 39%、橋脚の建設費は 35%減少し、総建

設費は28%減少している。

最適解におけるアクティブな制約条件に着目すると、橋台支承の橋軸方向相対変位および塑性率の制約条件がいずれの場合も支配的となっており、許容塑性率が2.0および3.0の場合には橋脚支承の橋軸直角方向相対変位も同時にアクティブとなっている。許容塑性率が4.0の場合の橋脚の支承高さは8cmの最小値で決定され、相対変位の制約条件は余裕がある状態となっている。

最適解を得るために必要な水準値の更新回数に着目すると、許容塑性率2.0の場合には水準値を1回設定したのみであり、3.0および4.0の場合には水準値を2回設定したのみで効率的に最適解が得られた。推定式と解析値による制約条件の違反度（応答値/許容値）は、許容塑性率4.0の場合の橋脚橋軸直角方向相対変位において約10%の相違が見られるが、その他の場合は5%以下と精度よく推定することができた。また解析値の違反度は最大でも許容塑性率4.0で3%となっており、十分な精度で最適解が得られている。

5. 結 論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

- 1)本研究で提案した方法により、設計者の意図した性能を満足する最適な支承高さ、橋脚断面の幅、橋脚の鉄筋量および杭断面の諸元を能率的に決定できることが明らかとなった。
- 2)実験計画法を用いて動的挙動の推定を行うことにより、非線形地震応答解析の回数を最小限にとどめ能率的かつ十分な精度で挙動の推定を行うことができることが明らかとなった。
- 3)計算例において許容塑性率を2.0の場合には推定式は水準値の初期値を用いて作成した推定式を用いて効率的に最適解が得られた。許容塑性率を3.0および4.0とした場合には、水準値を1回修正して得られた推定式を用いることにより最適解が得られた。
- 4)最適解において許容塑性率が小さい場合には、支承の高さを高くすることにより極力上部工が橋脚に及ぼす影響を削減し、橋脚と支承のコストの合計が最小となるように解が決定されている。許容塑性率が大きくなるに従い、橋脚の塑性率を満足するまで支承の高さを減少させ、橋脚断面も小さくなり、コストも大きく減少することとなる。杭のばねはいずれの場合も、最もコストの安いばねが選択されている。
- 5)最適解においては、塑性率、橋台位置の支承の橋軸方向相対変位および橋脚位置の支承の橋軸直角方向の相対変位の制約条件が同時にアクティブとなっている。そのため、橋脚位置の支承のばね定数は橋台位置の支承のばね定数より大きくなり、橋脚位置の支承は橋軸直角方向の変位を満足させ、かつ橋軸方向変位を極力小さくさせるように機能していることが明らかとなった。

謝 辞

本研究の一部は平成 21 年度福井工業大学学内特別研究費 A により実施した。また、解析の一部およびデータの整理において平成 21 年度土木環境工学専攻 4 回生の中村勇太君の助力を得た。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成 14 年 3 月，丸善（株）
- 2) 日本地震工学会，性能規定型耐震設計現状と課題，鹿島出版会，2006
- 3) K.Taniwaki and S.Ohkubo: Optimal synthesis method for transmission tower truss structures subjected to static and seismic loads, Int. J. Struct. Multidisc. Optim. Vol.26, pp.441-454, 2004,
- 4) 田口玄一：実験計画法 第 3 版，丸善（株），1976
- 5) 大久保・田中 他：建設費および地震被害の補修費を考慮した免震人橋梁システムの最小コスト設計法，土木学会論文集，No.710/I-60, 2002, pp.191-208
- 6) 田中賢太，大久保禎二：大規模地震による損傷度および変位量を保証する橋梁システムの最適性能設計法，構造工学論文集 Vol.48A(2002 年 3 月) pp.277-288

(平成 22 年 3 月 31 日受理)