Ⅰ－7　大規模地震による損傷の補修をも考慮した橋梁システムの最適設計

愛媛大学工学部　フェロー　大久保　禎二　（株）長大　正　○田中　賢太
愛媛県庁　正　門田　圭司

1.　まえがき

平成７年兵庫県南部地震以後、橋梁構造物の耐震設計法がある程度の損傷を許容する設計基準へと移行し、構造物の終局状態や限界状態を考慮した設計が要求されるようになっている。しかしながら、このような限界状態を、設計対象としている橋梁特有の非線形特性などを考慮して具体的に評価する方法については、ほとんど研究が行われていないのが現状である。本研究は以上を考慮し、橋梁システムの初期建設費と大規模地震による損傷の補修に要する費用の和を最小にするという観点から、各構造要素の許容水平変位を合理的に決定する方法について研究を行ったものである。

2.　大規模地震による損傷の補修をも考慮した最適設計の概要

図-1 は、本研究で述べる最適設計の概念図である。橋梁構造物の耐震設計を行う場合、対象としている橋梁システムの各構造要素の許容水平変位が大きくなるに従い許容水平変位を満足する橋梁システムの最小建設費 *Wopt* は減少する。一方、大規模地震による損傷の補修費用に着目すると、各構造要素の許容水平変位が大きくなるに従い橋梁システムの補修費用 *RCOST* は増加する。以上から、**図-1** に示すように建設費と補修費用の関係はトレードオフの関係となり、両者のバランスから最適な許容水平変位が決定されるため、許容水平変位すなわち橋梁構造物が満足すべき耐震基準を設計変数とした最適設計問題として取り扱うことができる。

本研究で提案している最適設計の手順としては、まず実験計画法の手法を用いて設定した各構造要素の許容水平変位の組み合わせを制約条件として、初期建設費を最小にするよう各構造要素の最適値を決定する。次に、その結果を用いて許容水平変位を連続変数として考慮した初期建設費と補修費用の和の推定式を Chebyshev の直交多項式により導入し、最適な許容水平変位を決定する。

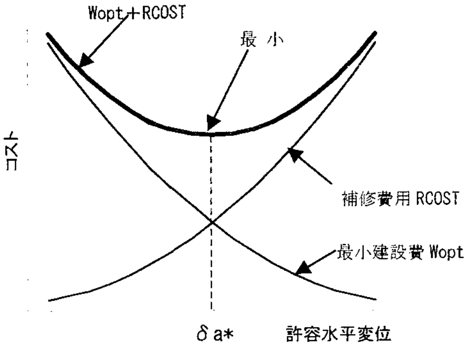

図-1　耐震基準の最適化の概念図

表-1　許容水平変位の水準値

許容水平変位		第1水準	第2水準	第3水準
免震支承	δba (cm)	22.50	30.00	37.50
橋　脚	δpa (cm)	3.00	13.00	23.00
基　礎	δfa (cm)	1.50	3.00	4.50

3.　対象とした免震橋梁システムと許容水平変位の組み合わせ

本研究では、**図-2** に示す５径間連続免震橋梁を対象とし、非線形時刻歴応答解析によって得られる免震支承、橋脚、基礎構造の最大応答水平変位に着目し、最適な許容水平変位を決定することとした。

この橋梁システムの免震支承の許容水平変位 δba、橋脚の許容水平変位 δpa および基礎構造の許容水平変位 δfa について、実験計画法に基づき３個の離散的な水準値を**表-1** のように設定する。次に**表-1** に示す許容水平変位の３因子３水準を**表-2** に示す $L_9(3^4)$ の直交表にわりつけ、この９通りの組み合わせについて「大規模地震を受ける橋梁構造物の最適設計法に関する研究」で示した最適化過程に従い各構造要素の設計変数の最適値（$\mathbf{Qd}_{opt}$、$\mathbf{K2}_{opt}$、$\mathbf{My}_{opt}$、$\mathbf{K\theta}_{opt}$）および最小建設費 *Wopt* を決定する。

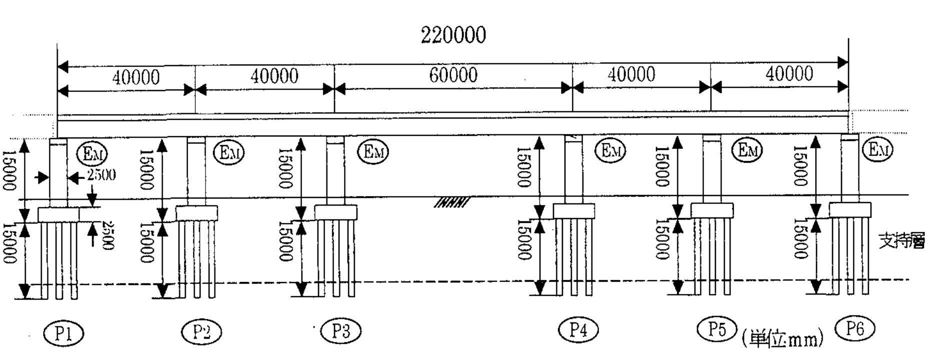

図-2　対象とした免震橋梁システム

表-2　$L_9(3^4)$直交表

実験 No.	δ ba	δ pa	δ fa
1	1	1	1
2	1	2	2
3	1	3	3
4	2	1	2
5	2	2	3
6	2	3	1
7	3	1	3
8	3	2	1
9	3	3	2

4. 免震支承および橋脚の損傷度

3. で得られた各構造要素の最適値を用いて、塑性変形を考慮している免震支承の損傷度 Db と橋脚の損傷度 Dp を導入する。各構造要素の損傷度 Di（Dbi および Dpi）は、最大応答変位 $\delta i_{\max}$、降伏変位 δyi、終局変位 δui を用いて次式により定義する。

$$Di = (\delta i_{\max} - \delta yi) / (\delta ui - \delta yi) \tag{1}$$

式(1)において、$Di \le 0$ の場合は弾性領域、$0 < Di < 1$ の場合は補修可能領域、$Di \ge 1$ の場合は崩壊となる。

5. 損傷度 Db および Dp と補修費用 $RCOST$ の関係式

大規模地震により損傷した免震支承および橋脚の補修コストは、その構造物の規模すなわち初期建設費に比例すると考えられるため、補修コスト $RCOST$ が初期コスト $ICOST$ に比例するという仮定のもとで、次式を用いて補修コスト $RCOST$ を算出することとした。

$$RCOST = \sum_{i=1}^{np}\left(Cbi \times ICOST_{bi}\right) + \sum_{i=1}^{np}\left(Cpi \times ICOST_{pi}\right) \tag{2}$$

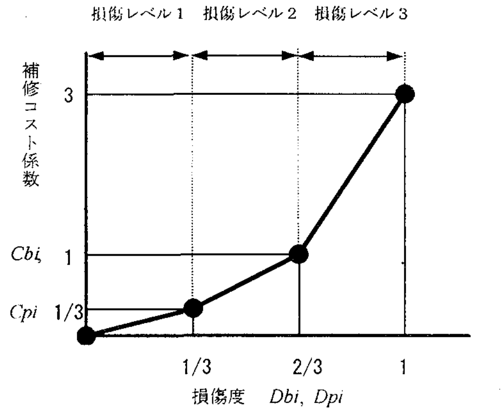

図-3　損傷度と補修コスト係数の関係

ここに、　Cbi ：橋脚 i の免震支承の補修コスト係数，　Cpi ：橋脚 i の補修コスト係数，　np ：橋脚の基数
$ICOST_{bi}$ ：橋脚 i の免震支承の初期建設費（$= Wbi_{opt}$），　$ICOST_{pi}$ ：橋脚 i の初期建設費（$= Wpi_{opt}$）

ここで、式（2）における免震支承と橋脚の補修コスト係数 Ci（Cbi および Cpi）は、図-3に示すように各構造要素の損傷度 Di により変化する値とした。

6. 全社会的損失費用の推定式の導入

以上述べた方法により、表-2に示す９通りの組み合わせについて、橋梁システムの最小建設費 $W_{opt,1\sim9}$ と補修費用 $RCOST_{,1\sim9}$ を決定し、その和を地震による損傷の補修をも考慮した全社会的損失費用 $TSL_{,1\sim9}$ とする。図-2に示す免震橋梁システムを対象とした場合に、９通りの組み合わせにおける $TSL_{,1\sim9}$ を用いてChebyshevの直交多項式により導入した全社会的損失費用の推定式を以下に示す。なお考慮する地震動は道路橋示方書に規定されているタイプⅡ地震動（内陸直下型）３波形とし、その平均応答値を用いて最適設計を行った。

$$\begin{aligned} TSL = 240593 &- 1785.8(\delta ba - 30.0) + 89.4\left[(\delta ba - 30.0)^2 - 37.5\right] \\ &+ 1470.1(\delta pa - 13.0) + 118.9\left[(\delta pa - 13.0)^2 - 66.7\right] \\ &- 2713.0(\delta fa - 3.0) + 2095.9\left[(\delta fa - 3.0)^2 - 1.5\right] \end{aligned} \tag{3}$$

表-3は $TSL_{,1\sim9}$ の推定式（式(3)）より得られる値と真の値 $TSL_{,1\sim9}$ との相対誤差を示したものである。この表から、1.3%以内の相対誤差できわめて精度よく推定式を導入できることが明らかとなった。

表-3　推定値と真値の比較

実験No.	推定値（千円）	真　値（千円）	相対誤差*（%）
1	250,566	252,353	0.71
2	244,590	241,792	1.16
3	271,829	272,841	0.37
4	223,361	224,373	0.45
5	226,816	228,603	0.78
6	261,548	258,750	1.08
7	215,641	212,842	1.31
8	226,588	227,601	0.44
9	244,396	246,183	0.73

＊相対誤差＝｜(推定値－真値)／真値｜×100(%)

7. 許容水平変位の最適値の決定

式（3）から明らかなように、全社会的損失費用 TSL は、各構造要素の許容水平変位 δba，δpa，δfa を連続変数とした２次関数として表現することができる。また δba，δpa，δfa は独立変数であるため、式（3）を δba，δpa，δfa について偏微分し変曲点を求めることにより、容易に最適値 δba^*，δpa^*，δfa^* を決定することができる。表-4 に許容水平変位の最適値 δba^*，δpa^*，δfa^* を示す。表-4 から、δba^* は上限値である 250%のひずみレベルに対応する値、δpa^* は降伏変位の２倍程度、δfa^* は下限値である震度法レベルの２倍程度の値が、最適な許容水平変位となっていることがわかる。

表-4　許容水平変位の最適値

免震支承 δba^* (cm)	橋　脚 δpa^* (cm)	基　礎 δfa^* (cm)
37.5	6.82	3.65

8. 結論

本研究で述べた方法により、大規模地震による損傷の補修をも考慮した全社会的損失費用の推定式を、９通りの組み合わせにおける最適設計を行った結果を用いて、効率的かつ正確に導入できることが明らかとなった。また、その推定式は各構造要素の許容水平変位を連続変数とした２次関数となるため、きわめて容易に最適な許容水平変位が決定できることが明らかとなった。

参考文献）社団法人　日本道路協会：道路橋示方書　Ⅴ耐震設計編,1996、田口玄一：実験計画法　第３版，丸善,1976.