

I-6 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

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 (株)ピー・エス 鈴木 拓郎

1. まえがき

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震以後、規模の大きい地震が発生した場合、構造物の強度を向上させるだけでなく構造系全体としての変形性能も高めることにより構造物の崩壊を防ぐことが要求されるようになってきている。本研究は、このような状況を考慮して、大規模地震により非線形挙動を示す免震橋梁システムの諸特性を合理的に決定することができる最適設計法を提案したものである。なお最適化の手法としては、統計学的手法である実験計画法と数理計画法の手法を組み合わせた最適化手法を用いた。

最適設計例として、2.で示す免震橋梁システムについて最適設計を行い、橋梁システム全体の建設費を最小にする最適な免震支承の降伏荷重 Qd_{opt} 、免震支承の二次剛性 $k2_{opt}$ 、橋脚の降伏曲げモーメント My_{opt} 、基礎構造の回転バネ定数 $k\theta_{opt}$ および最適値における総建設費 W_{opt} を決定した。

2. 対象とした免震橋梁システムの解析モデルと非線形時刻歴応答解析

本研究では、多径間橋梁システムとして図1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設計を行うこととした。この免震橋梁システムの解析モデルを、非線形挙動を示す免震支承のバネ定数 kb 、橋脚の曲げ剛性 kp および線形特性を示す基礎構造の水平および回転バネ定数 kh および $k\theta$ を考慮して設定し、Newmark- β 法を用いて非線形時刻歴応答解析を行った。なお、入力地震動としては、道路橋示方書に規定されているII種地盤用のタイプII地震動(内陸直下型)を用いた。

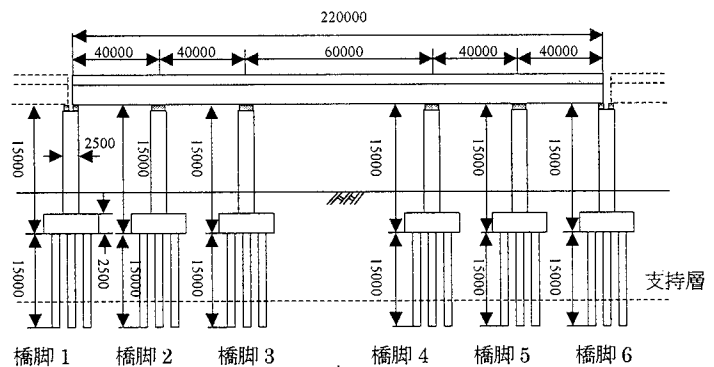


図1 対象としている免震橋梁システム 単位: mm

3. 設計変数および目的関数の設定

本研究で提案した最適設計法において最適設計問題の設定変数を設定する際、設計変数が各橋脚の免震支承、橋脚の非線形履歴特性および基礎構造の線形特性を代表していることが重要であったため、免震支承の降伏荷重 Qd および二次剛性 $k2$ 、橋脚の降伏曲げモーメント My 、基礎構造の回転バネ定数 $k\theta$ を設計変数として設定した。

最適設計問題における目的関数 W は、免震支承の製作費 Wb 、橋脚の建設費 Wp および基礎構造の建設費 Wf の和として導入した。具体的には、免震支承の製作費 Wb は免震支承に用いる鋼材量により支配される降伏荷重 Qd および積層ゴムの断面積により支配される二次剛性 $k2$ により表現されると仮定し、免震支承の目的関数を導入した。また、橋脚の降伏曲げモーメント My と建設費 Wp の関係は、Suboptimizationの考えを適用し決定した。具体的には断面形状および鉄筋量を様々な条件で変化させ、その各条件について建設費 Wp を算出し、それぞれに対応する降伏曲げモーメント My の関係をグラフ上にプロットする。そして、それぞれの条件で作成したグラフが

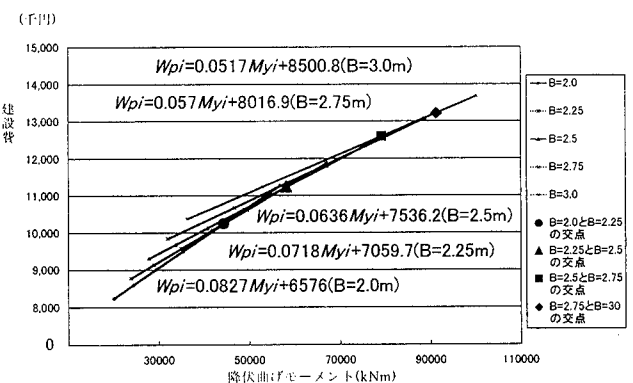


図2 降伏曲げモーメントと建設費の関係

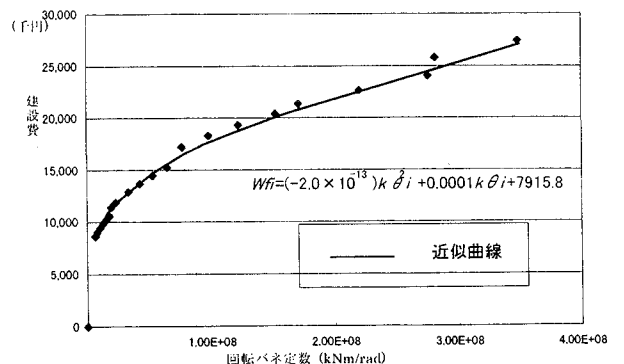


図3 回転バネ定数と建設費の関係

交わる交点間の範囲で最も建設費の小さいグラフを選択することにより橋脚の降伏曲げモーメント M_y と建設費 W_p の関係を導入した。(図2) 基礎構造の回転バネ定数 $k\theta$ と建設費 W_f の関係は、橋脚と同様に Suboptimization の考え方を適用し決定した。具体的には杭形状、杭本数および杭の配置を様々な条件で変化させ、それぞれの条件について建設費 W_f を算出し、それぞれに対応する回転バネ定数 $k\theta$ の関係を全てグラフ上にプロットした。そして、その全てのグラフの中で、建設費 W_f が最小となる範囲を含むグラフを選択し、その選択したグラフの全ての点を最小二乗法を用いて二次曲線に近似することにより回転バネ定数 $k\theta$ と建設費 W_f の関係を導入した。(図3)

4. 実験計画法による最大応答水平変位の推定式の導入

3.で設定した免震橋梁システムの設計変数 ($Q_d, k_2, M_y, k\theta$) を実験計画法の因子として考慮し、それらの離散的な3水準値を設定する。その各因子の3水準値を直交表 $L_{27}(3^{13})$ に示されている27個の組み合わせにわりつけ、非線形時刻歴応答解析を行い最大応答変位 δ_{max} を求め、Chebyshev の直交多項式を用いて δ_{max} の推定式を導入する。その結果、実験計画法の手法を用いることにより、大規模地震を受ける免震橋梁システムの最大応答変位を27回の非線形時刻歴解析の結果から10%以内の誤差で精度よく推定することができた。例として橋脚1における免震支承の最大応答水平変位の推定値と解析値の相対誤差を表1に示す。

5. 最適設計問題の定式化および最適化手法

4.で求めた最大応答水平変位 δ_{max} がその許容変位 $\delta_{max,a}$ を越えないという制約条件のもとで、3.で定義した目的関数 $W(Q_d, k_2, M_y, k\theta)$ を最小にするように設計変数 ($Q_d, k_2, M_y, k\theta$) の最適解を決定する最適設計問題を以下のように定式化した。

$$\begin{aligned} & \text{find} && Q_{di}, k_{2i}, M_{yi}, k\theta_i \quad (i=1,2,3) && \text{which} \\ & \text{minimize} && W = 2 \sum_{i=1}^3 W_{bi}(Q_{di}, k_{2i}) + 2 \sum_{i=1}^3 W_{pi}(M_{yi}) + 2 \sum_{i=1}^3 W_{fi}(k\theta_i) \\ & \text{subject to} && g\delta b_i = \delta b_i(Q_d, k_2, M_y, k\theta) - \delta b_{ai} \leq 0 \quad (i=1,2,3) \\ & && g\delta p_i = \delta p_i(Q_d, k_2, M_y, k\theta) - \delta p_{ai} \leq 0 \quad (i=1,2,3) \quad (1) \\ & && g\delta f_i = \delta f_i(Q_d, k_2, M_y, k\theta) - \delta f_{ai} \leq 0 \quad (i=1,2,3) \end{aligned}$$

次に、この最適設計問題を、ラグランジュ関数を用いた凸近似双対法により解き、改良解 $\overline{Q_d}, \overline{k_2}, \overline{M_y}, \overline{k\theta}$ を決定した。この改良過程を繰り返し設計変数 ($Q_d, k_2, M_y, k\theta$) および目的関数 W が一定値に収束した時点で最適解 $Q_{d,opt}, k_{2,opt}, M_{y,opt}, k\theta_{opt}$ が得られたものとした。

6. 最適設計例

免震支承の許容水平変位 $\delta b_a = 34.0\text{cm}$ 、橋脚の許容水平変位 $\delta p_a = 12.0\text{cm}$ 、基礎構造の許容水平変位 $\delta f_a = 3.0\text{cm}$ とし、各設計変数の初期値を4.で述べた実験計画法の第2水準値とし最適設計を行った。設計変数の move limit は20%とした。その結果、表2に示すように本研究の最適化手法により最適解が12回と少ない改良過程で求められ、各構造要素の最大応答水平変位の制約条件は、全てアクティブとなった。

7. 結論

本研究で提案した実験計画法とラグランジュ関数を用いた双対法を組み合わせる方法により、大規模地震を受け非線形挙動を示す免震橋梁システムの最適設計を効率的に行うことができた。また橋脚および基礎構造については、Suboptimizationの手法を用いて設計変数を1個の設計変数に集約して最適設計を行ったため、最適設計問題を単純化することができた。

表1 推定値と解析値の比較

実験 No.	推定値 (cm)	解析値 (cm)	相対誤差* (%)
1	35.75	36.72	2.6
2	54.56	52.77	3.4
3	55.95	56.78	1.5
4	29.75	30.58	2.7
5	45.42	46.38	2.1
6	36.22	34.43	5.2
7	29.91	28.12	6.4
8	30.03	30.86	2.7
9	48.37	49.33	2.0
10	48.16	48.98	1.7
11	26.64	27.61	3.5
12	38.66	36.87	4.9
13	46.70	44.91	4.0
14	28.24	29.06	2.8
15	43.76	44.73	2.2
16	46.38	47.34	2.0
17	29.51	27.72	6.5
18	39.34	40.17	2.1
19	36.17	34.38	5.2
20	50.76	51.59	1.6
21	16.14	17.11	5.6
22	30.65	31.61	3.0
23	35.02	33.23	5.4
24	16.51	17.34	4.8
25	38.62	39.45	2.1
26	44.23	45.19	2.1
27	30.61	28.82	6.2

* 相対誤差: (推定値-解析値)/解析値 × 100 (%)

表2 $\delta b_{ai}=34.0\text{cm}$, $\delta p_{ai}=12.0\text{cm}$, $\delta f_{ai}=3.0\text{cm}$ とした場合の最適解

設計変数	最適解	最大応答変位 δ_{max} (cm)	許容変位 δ_a (cm)	制約条件 ACTIVE	橋脚		橋軸方向幅	
					杭基礎	使用鉄筋	杭数(n=本)	杭間隔(mm)
Qd,1 (kN)	1470	34.0	34.0	○				
Qd,2 (kN)	1304.7	34.0	34.0	○				
Qd,3 (kN)	1470	34.0	34.0	○				
k2,1 (kN/m)	7024.3							
k2,2 (kN/m)	5903.1							
k2,3 (kN/m)	5880							
My,1 (kNm)	58031.3	12.0	12.0	○	D35 2段配筋	B=2.50		
My,2 (kNm)	47200.2	12.0	12.0	○	D32 2段配筋	B=2.25		
My,3 (kNm)	54437.8	12.0	12.0	○	D35 2段配筋	B=2.25		
kθ,1 (kNm/rad)	4.808E+07	3.0	3.0	○	φ=1000	n=7	4.0~4.5φ	
kθ,2 (kNm/rad)	3.846E+07	3.0	3.0	○	φ=1000	n=8	4.0~4.5φ	
					φ=1000	n=7	3.5~4.0φ	
kθ,3 (kNm/rad)	3.825E+07	3.0	3.0	○	φ=1000	n=8	3.5~4.0φ	
					φ=1000	n=7	3.5~4.0φ	
繰り返し回数	12回	総建設費 (千円)		207,808				