

RBF ネットワークを応用したゴム支承を含む橋梁全体系の最適化について

北海学園大学大学院 学生員 ○阿部 淳一, 北海学園大学 正会員 杉本 博之
北武コンサルタント(株) 正会員 渡邊 忠朋

1. 研究目的 近年, 道路橋における支承部にはゴム支承を用いた設計が多くなっている. ゴム支承を用いた構造物は, 地震時の水平力を分散, 低減させることにより設計の合理化を図るとされているが, どの程度設計の合理化を図れるかは, ある目的に対し得られる最適な設計解を比較することにより始めて明確になると考えられる. 筆者らはこれまで, 時刻歴応答解析を必要とする構造物に対して最適化を行うため, 遺伝的アルゴリズム¹⁾と RBF ネットワークを用いた最適設計システムの提案を行ってきた²⁾. 本研究ではこの設計システムを用い, いくつかの支承タイプを設定し最適化を行う. そして得られた最適設計解の比較検討を行い, 各支承タイプの優位性を明確にすることを目的とする.

2. 支承タイプ 本研究では3種類の支承タイプを設定し最適化を試みる. 設定した支承は, 鋼支承, 積層ゴム支承(以下, RB), 鉛プラグ入り積層ゴム支承(以下, LRB)である. ゴム支承のモデル化は道路橋示方書(以下, 道示)³⁾より, RB は等価線形バネモデルとし, LRB は非線形バイリニアモデルとした. 図-1にRB, およびLRBの復元力特性を示す. 図は赤線がRB, 黒線がLRBの復元力特性を示す. また KB はRBのせん断バネ定数を示す. $K1, K2, Q_y, \delta_y$ はそれぞれLRBの一次剛性, 二次剛性, 降伏荷重, 降伏水平変位である.

3. 最適設計問題の定式化 本研究が対象としたのは図-2に示す4径間連続RC橋である. 橋脚はRC橋脚とした. 解析モデルは橋梁全体系を骨組構造とし, 上部構造は線形はり要素, 橋脚は下端に非線形回転バネを設定した. 非線形回転バネは完全弾塑性型の $M-\theta$ 関係とした. 基礎は直接基礎とし, フーチング, 橋台, および橋脚梁部は剛とした.

設計の対象とするのは橋脚断面, およびゴム支承とし, 上部構造は設計に加えていない. 橋脚断面は矩形断面とし, P1, P3とP2では異なる断面を与える. 設計変数となるのは, 断面幅 B^1, B^2 , 軸方向鉄筋間隔 S_N^1, S_N^2 , 軸方向鉄筋径 D_N^1, D_N^2 , 軸方向鉄筋段数 J^1, J^2 , せん断補強鉄筋径 D_W^1, D_W^2 , せん断補強鉄筋組数 N_W^1, N_W^2 , せん断補強鉄筋間隔 S_V^1, S_V^2 , およびゴム支承のケース B_C の計15変数となる. ただし鋼支承の場合には B_C を省いた14変数である. 全橋脚の断面高さ H は2800mmの固定とした. 各設計変数の上付き数字は, 1がP1, P3, 2がP2の設計変数を示す. 各設計変数の候補値を表-1に示す.

目的関数は直接工事費⁴⁾とし, 次式で与えられる.

$$OBJ = C_C + C_S + C_K \quad (C_C = \alpha_c \cdot V_c \cdot K_c, \quad C_S = \alpha_s \cdot V_s \cdot K_s \cdot G_s) \quad (1)$$

ここで, C_C はコンクリートに関するコスト(unit), C_S は鉄筋に関するコスト(unit), C_K はゴム支承に関するコ

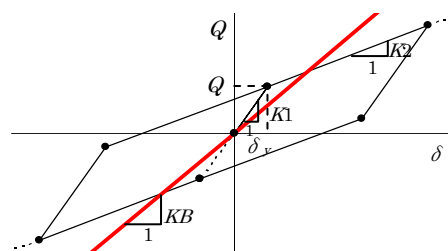


図-1 ゴム支承の復元力モデル

表-1 設計変数

設計変数	単位	候補値
B^1, B^2	mm	3000~10500 (500mm間隔)
S_N^1, S_N^2	mm	100~175 (25mm間隔)
D_N^1, D_N^2	mm	29 or 32
J^1, J^2	段	1 or 2
D_W^1, D_W^2	mm	16 or 19 or 22
N_W^1, N_W^2	組	4~8 (1組間隔)
S_V^1, S_V^2	mm	100 or 150 or 200
B_C	case	1~4 (1case間隔)

表-2 ケース別RBの骨格曲線

B_C	変数	単位	A1, A2	P1, P3	P2
1	C_K	unit	4097.0	11842.0	11842.0
	KB	kN/m	8444	218000	218000
	Σte	mm	120	155	155
2	C_K	unit	4971.5	11842.0	11842.0
	KB	kN/m	9470	218000	218000
	Σte	mm	132	155	155
3	C_K	unit	5990.5	11842.0	11842.0
	KB	kN/m	10500	218000	218000
	Σte	mm	144	155	155
4	C_K	unit	7370.5	11842.0	11842.0
	KB	kN/m	115400	218000	218000
	Σte	mm	156	155	155

表-3 ケース別LRBの骨格曲線

B_C	変数	単位	A1, A2	P1, P3	P2
1	C_K	unit	4319.5	6043.0	6136.5
	$K1$	kN/m	64079	199483	199483
	$K2$	kN/m	9858	30690	30690
	Q_d	kN	323	776	776
	δ_y	m	0.00595	0.00459	0.00459
	Σte	mm	120	76	80
2	C_K	unit	4170.5	6335.5	6335.5
	$K1$	kN/m	110768	339696	339696
	$K2$	kN/m	11077	33970	33970
	Q_d	kN	348	830	830
	δ_y	m	0.00349	0.00272	0.00272
	Σte	mm	114	88	88
3	C_K	unit	4170.5	10108.5	10108.5
	$K1$	kN/m	110768	346272	346272
	$K2$	kN/m	11077	34627	34627
	Q_d	kN	334.2	856.9	856.9
	δ_y	m	0.00335	0.00275	0.00275
	Σte	mm	114	120	120
4	C_K	unit	4170.5	15245.0	15245.0
	$K1$	kN/m	110768	308170	308170
	$K2$	kN/m	11077	30817	30817
	Q_d	kN	369	830	830
	δ_y	m	0.00371	0.00299	0.00299
	Σte	mm	114	175	175

キーワード 遺伝的アルゴリズム, RBF ネットワーク, 全体系, ゴム支承, 最適化

連絡先 〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目 北海学園大学大学院 TEL(011)841-1161

スト(unit), α_c はコンクリートの単価補正係数, V_c はコンクリート量(m^3), K_c はコンクリート単位容積当たりのコスト($=65.1 \text{ unit}/m^3$), α_s は鉄筋の単価補正係数, V_s は鉄筋量(m^3), K_s は鉄筋単位重量当たりのコスト($=9.1 \text{ unit}/kN$), G_s は鉄筋の単位重量($=77kN/m^3$)である. α_c

および α_s は共に 1.0 とした. 各支承タイプ別設計ケースの C_K , および骨格曲線の各値を表-2, 表-3 に示す. 表中の Σte はゴム総厚(mm)である.

制約条件は橋脚下端の回転角, 橋脚のせん断力, およびゴム支承の場合は支承のせん断歪みに関する条件とし, 以下に示した. 各照査はタイプ I, タイプ II 地震動, および橋軸方向, 橋軸直角方向でそれぞれ照査を行う.

$$g_{jk}^r = \theta_{djk} / \theta_{rdjk} - 1 \leq 0 \quad (j=1 \sim 2N_m, k=1 \sim N_0) \quad (2)$$

$$g_{jk}^{SD} = V_{djk} / V_{rdj} - 1 \leq 0 \quad (j=1 \sim N_m, k=1 \sim N_0) \quad (3)$$

$$g_{jk}^g = \gamma_{jk} / \gamma_{\max} - 1 \leq 0 \quad (j=1 \sim (N_a + N_p), k=1 \sim N_0) \quad (4)$$

ここで, g_{jk}^r は部材端部の回転角, g_{jk}^{SD} はせん断力, g_{jk}^g はゴム支承のせん断ひずみに関する制約条件であり, それぞれ

k 番目の動的解析の結果を表す. θ_{djk} は部材 j の端部における応答回転角, θ_{rdjk} は部材 j の端部の許容回転角³⁾, V_{djk} は部材 j の最大応答せん断力, V_{rdj} は部材 j の許容せん断力³⁾, N_m は総部材数, γ_{jk} は j 番目の支承の最大せん断歪み(%), $\gamma_{\max}$ ($=250\%$)³⁾ は支承の許容せん断歪み, N_a は総橋台数, N_p は総橋脚数である.

4. 計算結果 各支承タイプ別の計算結果について説明する. 図-3 に各支承タイプ別の最適設計解の目的関数値, 表-4 に設計変数を示す. 図は太字で示したのが目的関数値で, 棒グラフ内の白い箇所が橋脚のコスト, 灰色の箇所が支承のコストを示している. 目的関数を比較すると鋼支承の設計解が最大となり, RB では鋼支承に比べ約 18%, LRB では約 27% 目的関数が小さくなる結果となった. 支承と橋脚のコストをそれぞれ考察すると, 支承のコストは鋼支承が最小となり, 次いで LRB, RB となった. 橋脚のコストは LRB の設計解が最小となり, 次いで RB, 鋼支承となった.

計算結果より本構造モデルでは, 支承のコストを考えれば鋼支承が最小であるが鋼支承を用いた設計解は比較的大きな下部構造が必要となる. また LRB は鋼支承に比べ支承のコストが高いが, 下部構造に対して大きなコストの削減を図ることが可能となる. RB に関しては支承のコストと下部構造のコストが共に, 鋼支承と LRB の中間的となり優位性を見ることはできない. 以上のことが本研究で得られた最適解から明確となった.

今回対象とした構造物が比較的大規模であることを考えれば, 比較的小規模の橋梁に関しては下部構造への影響も少ないため, 支承のコストを考慮し, 鋼支承が適しているのではないかと考えられる. 一方, 比較的大規模の橋梁に関しては, 下部構造へのコスト削減を考慮し LRB が適していると考えられる. RB に関しては優位性をみることはできなかったが, RB は動的挙動を線形と過程できるため, 非線形特性が多い問題では問題を簡単にし, かつ鋼支承に比べ下部構造に対してコストを削減することが可能であることを追記しておきたい.

5. まとめ ゴム支承を用いた橋梁の合理性を明確にするため, RBFN を応用した最適設計システムを用い, 3 種類の支承タイプを設定しそれぞれ最適化を試みた. 計算結果は 1 つのモデルに対する考察であるため, 今後さらに他の構造モデルに対しても最適化を試み比較検討し, 各支承タイプの優位性を明確にしたいと考える.

参考文献 1) 杉本, 鹿, 山本: 離散的構造最適設計のための GA の信頼性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.471/I-24,1993. 2) 阿部, 渡邊, 杉本: RBF ネットワークによる制約条件近似と RC 橋脚の最適耐震設計に関する研究 土木学会論文集 Vol.62, No2, 2006. 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002. 4) 渡邊, 杉本, 朝日: 補修費用を考慮した耐震設計に関する一考察, 土木学会論文集, No.718/V-57, 2002.

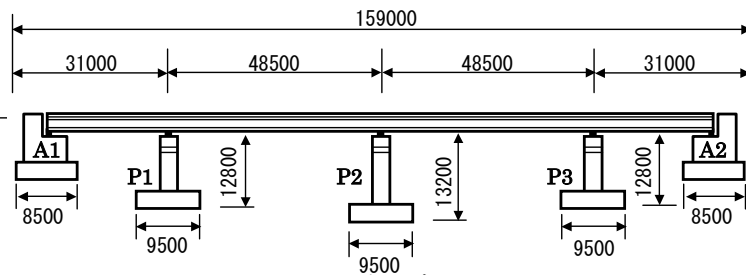


図-2 構造モデル

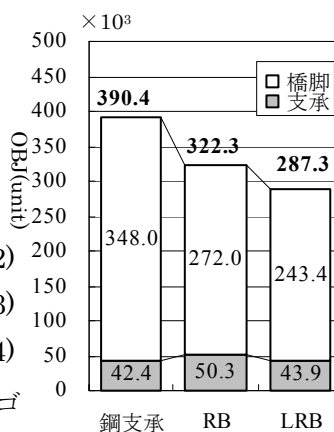


図-3 最適解の目的関数値

表-4 最適設計変数

部材	変数	鋼支承	RB	LRB
P1, P3	B^1	3500	3500	3500
	S_{N^1}	150	100	175
	D_{N^1}	29	32	29
	J^1	1	1	1
	D_{W^1}	16	19	16
	N_{W^1}	5	4	4
P2	S_{V^1}	100	100	150
	B^2	7500	4500	5000
	S_{N^2}	150	175	150
	D_{N^2}	29	29	29
	J^2	2	2	1
	D_{W^2}	19	16	19
B_C	N_{W^2}	4	5	4
	S_{V^2}	150	100	150
		—	4	2