

ゴム支承を用いた RC 構造物の最適耐震設計に関する検討

北武コンサルタント (株) 正会員 ○斉藤 聡彦 北武コンサルタント (株) 正会員 阿部 淳一

北武コンサルタント (株) 正会員 清水 均 北武コンサルタント (株) 正会員 渡邊 忠朋

北海学園大学 正会員 杉本 博之 ゴム支承協会 正会員 今井 隆

1. 目的

近年、道路橋の耐震設計では、ゴム支承を有する構造物は、地震の挙動が複雑な橋として動的解析による照査を行わなければならない。しかし、動的解析では、一回の解析に多くの時間を必要とし、適切な設計解を得ようとした場合、無作為に計算する方法では解の算出が困難である。そこで、本検討では、地震時の挙動が異なる 3 種類のゴム支承 (RB, LRB, HDR-S) について、時刻歴応答解析を行い、支承および橋脚柱の構造部材の最適耐震設計¹⁾を試みる。

2. 検討概要

検討モデルは、5 径間連続の鋼鈑桁橋を対象とし、橋長 175m、RC 橋脚高さ 8.6m、基礎形式は場所打ち杭基礎、地域区分は A 地域、地盤種別は II 種地盤である。検討対象構造物を図 1 に示す。

解析手法は時刻歴応答解析法を用いた。解析モデルは 2 次元骨組みモデルとした。支承のモデル化は、橋軸方向について、RB 支承は線形バネで (粘性減衰 3%)、LRB および HDR-S 支承はバイリニア型の非線形バネを用い、直角方向についてはそれぞれ固定とした。柱基部のモデル化は、トリリニア型の非線形特性を用いた。また、LRB および HDR-S 支承の復元力特性は標準型、柱基部の復元力特性は武田モデルを用いた。なお、上部構造は線形部材とし、基礎地盤は線形バネでモデル化した。本検討に用いた設計地震動は、実際の道路構造物設計で用いられている L2 地震動タイプ II - II 種地盤 (道路橋示方書) を用いた。

3. 最適設計問題

設計の対象とするのはゴム支承および橋脚柱を構成する各パラメータである。設計変数は、支承平面形状 $H_1(mm)$ 、橋脚橋軸方向断面幅 $B_1(mm)$ 、直角方向断面幅 $B_2(mm)$ 、軸方向鉄筋径 $DN_1(mm)$ 、軸方向鉄筋間隔 $SN_1(mm)$ 、軸方向鉄筋段数 $J_1(段)$ の計 6 変数とした。各設計変数の候補値を表 1 に示す。また、帯鉄筋および中間帯鉄筋の鉄筋径は D22、配置間隔は 125 ピッチの固定値とした。なお、支承形状は正方形とし、各橋脚形状は同一とした。

最適耐震設計の目的関数は初期建設コスト (直接工事費) とし、支承に関するコストと下部構造に関するコストの和で表した。ただし、上部構造および杭基礎のコストは考慮しないこととする。最適耐震設計の制約条件は、動的応答解析により算出された応答値に対して、道路橋示方書・同解説の耐震性能 II を満足することとした。ゴム支承に関する制約条件は、最大せん断ひずみが許容せん断ひずみ (250%) 以下とし、橋脚に関する制約条件は、橋脚柱下端の回転角およびせん断力が許容回転角およびせん断耐力以下かつ、慣性力作用位置での残留変位が許容残留変位以下とした。

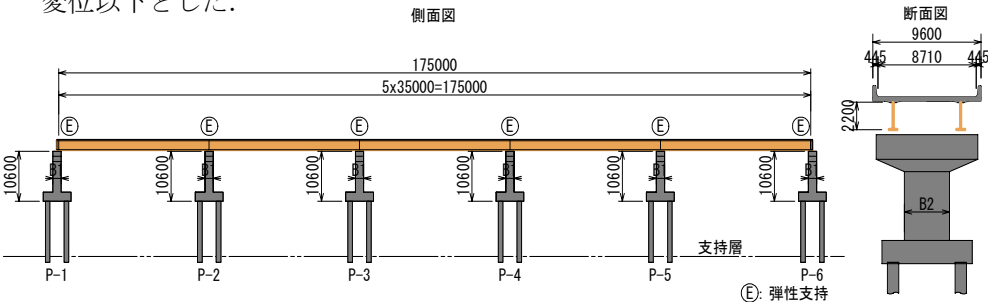


図 1 検討対象構造物

表 1 設計変数と候補値

設計変数	候補値
H_1 (mm)	500~850 (50間隔)
B_1 (mm)	1500~3000 (500間隔)
B_2 (mm)	3000~6000 (1000間隔)
DN_1 (mm)	29 or 32
SN_1 (mm)	100 or 150 or 200 or 250
J_1 (段)	1 or 2

キーワード RC 橋脚, ゴム支承, 最適耐震設計

連絡先 〒062-0020 北海道札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目 北武コンサルタント (株) TEL 011-851-3181

4. 解析結果および考察

最適耐震設計結果を表 2 に、橋軸方向、直角方向の耐震性能照査結果を表 3、表 4 示す。各設計は、橋軸方向の柱の応答回転角および支承の応答せん断ひずみがアクティブとなっている。橋軸方向の、橋脚柱幅は、すべてのゴム支承で、候補値の最小値である 1.5m になっている。そのため、本検討において、橋軸方向の橋脚柱幅は、降伏曲げモーメントが終局曲げモーメントを上回らない断面を 500mm 間隔で検討し 1.5m を最小としたが、候補値を細かく設定した場合には、最適解が変わる可能性がある。また、直角方向の橋脚柱幅は、RB の支承では、6m となり、LRB、HDR-S については、5m の結果となった。なお、橋脚の許容塑性率は、道路橋示方書で示されるように RB と LRB、HDR-S (免震) で算出方法を変えている。その他の設計変数については、同一の結果となった。なお、本検討において、LRB と HDR-S の結果が変わらなかった要因としては、同一の平面形状であれば、非線形特性の差が小さく、ゴム支承の単価を同一に設定したためと考えられる。

支承の水平力-変位の履歴を図 2 に、橋脚柱基部の曲げモーメント-回転角の履歴を図 3 に示す。この結果より、各ゴム支承の最大応答変位は、160mm 程度の値となった。また、RB の橋脚基部の最大応答回転角は、LRB および HDR-S より 5~10%程度大きな値となった。

5. まとめ

本検討では、地震時の挙動が異なる 3 種類のゴム支承 (RB, LRB, HDR-S) について、時刻歴応答解析を行い、支承および橋脚柱の構造部材の最適耐震設計を試みた。本検討対象構造物において、上述した設計変数および制約条件のもとでは、RB の支承を選定した橋脚柱の断面が若干大きくなり、LRB および HDR-S では同一の結果となった。

参考文献

- 1) 阿部淳一, 渡邊忠朋, 杉本博之: 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 A, Vol.62, No.2, pp.405-418 2006 年
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善株式会社, 2002 年
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善株式会社, 2002 年
- 4) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 丸善株式会社, 2004

表 2 最適耐震設計結果

設計変数	RB	LRB	HDR-S
H^1 (mm)	650	650	650
B^1 (mm)	1500	1500	1500
B^2 (mm)	6000	5000	5000
DN^1 (mm)	29	29	29
SN^1 (mm)	200	200	200
J^1 (段)	1	1	1
目的関数(OBJ) (千円)	35910	34394	34394

表 3 耐震性能照査結果(橋軸方向)

照査項目	RB	LRB	HDR-S
応答回転角 $\theta_{\max}$ (rad)	5.96E-02	5.74E-02	5.61E-02
許容回転角 θ_a (rad)	6.79E-02	6.11E-02	6.11E-02
$\theta_{\max}/\theta_a$	0.88	0.94	0.92
g_1	-0.12	-0.06	-0.08
応答せん断力 $S_{\max}$ (kN)	1840	1630	1630
せん断耐力 P_s (kN)	13285	11698	11698
$S_{\max}/P_s$	0.14	0.14	0.14
g_2	-0.86	-0.86	-0.86
残留変位 δ_R (mm)	48	32	31
許容残留変位 δ_a (mm)	86	86	86
δ_R/δ_a	0.56	0.37	0.36
g_3	-0.44	-0.63	-0.64
応答せん断ひずみ γ_{se} (%)	203.3	189.6	193.2
許容せん断ひずみ γ_a (%)	250.0	250.0	250.0
$\theta_d/\theta_{\max}$	0.81	0.76	0.77
g_4	-0.19	-0.24	-0.23

表 4 耐震性能照査結果(直角方向)

照査項目	RB	LRB	HDR-S
応答回転角 $\theta_{\max}$ (rad)	3.06E-05	4.58E-05	4.58E-05
許容回転角 θ_a (rad)	1.57E-02	1.92E-02	1.92E-02
$\theta_{\max}/\theta_a$	0.002	0.002	0.002
g_5	-1.00	-1.00	-1.00
残留変位 δ_R (mm)	弾性範囲内		
許容残留変位 δ_a (mm)	112	112	112
δ_R/δ_a	—	—	—
g_6	—	—	—

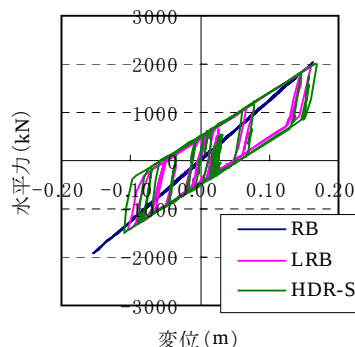


図 2 支承の水平力
— 変位履歴

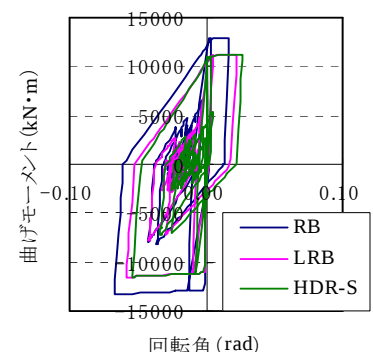


図 3 橋脚基部の曲げモーメント
— 回転角履歴