

I-665

免震橋梁、宮川橋の設計について

静岡県 土木部

正員 松尾芳郎

静岡県 土木部

○正員 原 広司

開発コンサルタント(株) 正員 山下幹夫

1. まえがき

従来の道路橋の耐震設計では、基本的に地震に対して力で対抗しようとする設計思想で行われてきた。これに対して地震の揺れから免れるという『免震設計』が、最近注目され、諸実験及び解析を踏まえた設計手法の開発、研究が進められている。また、平成元年3月には『道路橋の免震設計ガイドライン(案)』が、刊行された。しかしながら、我が国では道路橋として建設された免震橋の実績は無く、これらの免震設計法の現場への適用性を確認する意味で、本橋は静岡県周智郡春野町内の国道362号の橋梁(宮川橋)として建設された橋である。すでに橋梁は平成3年3月末に供用を開始しているが、本文はその橋梁の静的免震設計の概要を報告するものである。なお、本橋設計時の動的解析については別途本部門で発表する報告を参照されたい。

2. 橋梁概要

設計橋梁の概略は図-1に示すような、河川内に設けられた鋼三径間連続非合成钣桁形式の上部工と逆T式橋台、逆台形小判型橋脚の下部工からなる構造である。また、下部工の支持地盤は軟岩及び、良く締まった砂礫層が浅いところあり、道路橋示方書耐震設計編に示されるI種地盤である。

3. 免震設計

3.1 設計方針

本橋梁の設計では道路橋示方書の規定についてはこれにすべて従うとともに、免震設計に固有な項目は『道路橋の免震設計ガイドライン(案)』を参照して設計した。橋梁の免震方向は橋軸直角方向の下部工剛性が高いことや、添加物との取り扱いを考慮して橋軸方向のみとし、免震装置は各下部工に慣性力を分担させるように全支点、全桁に設置した。

採用した免震装置は諸外国でも実施例の最も多く、ダンパーとアイソレーターがコンパクトに同一の装置となる鉛プラグ入り積層ゴム支承である。この装置のせん断力と変位の関係はほぼ完全なバイリニア型であり、図-2に示すような履歴曲線にモデル化できる。また、使用した装置の諸元を表-1に示す。

3.2 下部工の作用力と設計変位及び遊間量

下部工の作用力は下部工と免震装置を含めた合成バネにて分散させることになる。これらを求めるには各下部工の安定形状を試算すると同時に地盤バネの計算し、同様に配筋状況からM- ϕ 関係を求め、図-3のようなP- δ 曲線を基に下部工剛性を算定する。次に免震装置の諸元等を考慮して、仮定変位量に対応した装置の等価剛性を計算し、下部工剛性を含めた合成剛性による相対変位を算定する。これらの一連の計算には変位の仮定が必要であり、計算変位量とのシミュレーションが必要となる。本設計での最終結果を表-2に示すが、振動ケースは通常の震度法レベルと保有水平耐力法レベルの2ケースに対して実施した。その結果、下部工作用力については橋台が全体の12.5%程度、橋脚が37.5%程度の分担となった。

また、相対変形量は橋台位置で震度法で28.2mm、保有水平耐力法で133mmと算定され、この相対変形量を基に伸縮遊間と桁遊間については温度変化や回転移動量を考慮して、それぞれ50mm、150mmと設定した。

3.3 橋脚の保有水平耐力照査

設計の橋脚にたいする照査結果を表-3に示すが、本来、保有水平耐力照査の震度は表-2の装置の減衰を考慮した震度 $K_{hc}=0.54$ となるが、本橋は我が国で初めての免震橋梁であることから装置の減衰効果を考慮せずに、道路橋示方書に示される照査震度 $K_{hc}=0.70$ を採用した。また、許容塑性率を算定するときの安全係数(α)は3とした。

4. あとがき

今回、実際の橋梁設計を行って、橋梁の付属物(伸縮装置、落橋防止装置)等の設計では相対変形量が大きいので設置構造の対処方法が課題であったが、この点では対策方法を開発できた。加えて、橋梁設計で免震設計を採用した場合の現実的設計手法が確立できたことである。今後、本橋の設計結果を踏まえて、より現場での適用性が優れ、耐震安定性の高い免震橋梁を計画される事を期待すると共に、本橋の設計等に対してご指導とご援助を頂いた建設省道路局『免震橋梁連絡会』関係各位に誌上にてお礼申し上げます。

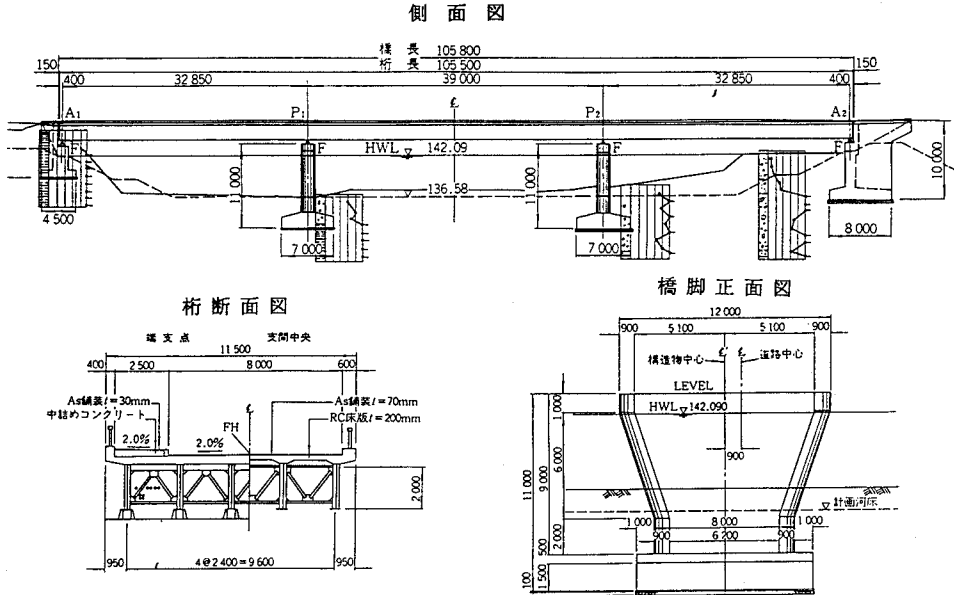


図-1 橋梁概略図

表-1 免震装置諸元

形 状	記 号	単 位	LRBの設計諸元	
			橋台部	橋脚部
ゴムの平面寸法	$a \times b$	mm	350 x 350	450 x 550
ゴムの有効面積	A_n	cm ²	1,181	2,321
ゴムの有効厚さ	$n \times t_e = \Sigma t_e$	mm	14x9 = 126	10x11 = 110
鉛プラグの断面	$N \times \phi$	mm	1-φ75	4-φ70
ゴムのせん断弾性係数	G	kgf/cm ²	8.0	10.0
形状係数	S		9.4	10.6
ゴムの圧縮剛性	K_v	tf/mm ²	46.63	156.60
ゴムの水平剛性	K_h	tf/mm ²	74.98	211.00
鉛の降伏強度	Q_d	tf	3.443	12.00
二次剛性	K_s	tf/mm ²	108.7	378.9

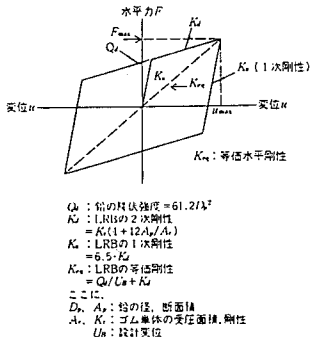


図-2 免震装置履歴曲線

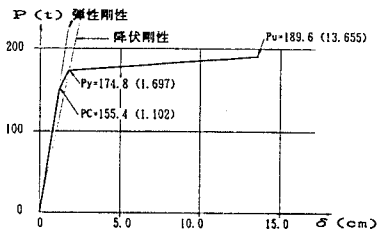


図-3 橋脚P-δ曲線

表-3 保有耐力照査結果

項 目	計 算 値	備 考
終局曲げ耐力	$P_u = 189.6 \text{ tf}$	P-δ 照査あり
せん断耐力	$P_s = 467.5 \text{ tf}$	
許容塑性率	$\mu = 5.672$	($\alpha = 3$)
設計水平震度	$K_{hc} = 1.0 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 0.7$	
等価水平震度	$K_{he} = 0.22$	
保有水平耐力	$P_a = 179.7 \text{ tf}$	($\alpha = 3$)
作用水平力	$P = 153.2 \text{ tf} < P_a$	安全である

表-2 免震設計結果

設計状態	項 目	単 位	A 1	P 1	P 2	A 2
震度法	支承の等価剛性計 K_{eq}	tf/m	1,154	4,634	4,685	1,159
	支承の減衰定数 h_s		震度法では設計で考慮しない			
	下部構造剛性 K_p	tf/m	40,510	14,090	11,180	31,750
	合成剛性 K	tf/m	1,122	3,487	3,718	1,118
	慣性力分担率 η		0.1231	0.3825	0.3718	0.1226
	橋の固有周期 T	秒	0.764			
	設計水平震度 K_h		0.20 (1.0x0.8x1.0x1.25x0.2)			
	設計相対変位 U_s	mm	28.2	21.8	20.2	28.0
	下部工作用慣性力 F	tf	32.5 _i	101.0	98.2	32.4
	支承の等価剛性計 K_{eq}	tf/m	673	2,450	2,466	678
保有水平耐力法	支承の減衰定数 h_s		0.117	0.137	0.139	0.119
	下部構造剛性 K_p	tf/m	40,510	10,300	8,680	17,950
	合成剛性 K	tf/m	662	1,979	1,920	651.5
	慣性力分担率 η		0.1270	0.3797	0.3683	0.1250
	橋の固有周期 T	秒	1.010			
	橋の減衰定数 h		0.119 ($C_a = 0.760$)			
	設計水平震度 K_{hc}		0.54 (1.0x1.0x0.7x0.76x1.0)			
	設計相対変位 U_s	mm	133	109	105	130