

水平反力分散沓を有する橋梁の地震応答特性

九州大学工学部○学生員 横山 恵三
 九州大学工学部 正員 鳥野 清 堤 一
 日本道路公団 正員 古賀 文俊 安松 敏雄

1. まえがき

清水川橋はPC一室箱桁橋で、支間長最大80mを有する橋長295mの橋梁であり、支承はP9~P11橋脚にゴム支承、P8,P12橋脚には滑りリング沓が設置されている。この橋梁は各橋脚に均等に上部工の慣性力を分散するために大反力分散沓を用いており、橋脚と上部工を異なる振動単位とする免振構造となっている。現在、この種の橋梁に対する地震力の低減方法等、耐震設計の統一的な考え方が確立されていないのが現状である。そこで、本橋に対して地震応答計算を行い、本構造の地震応答特性について調査、検討を行った。

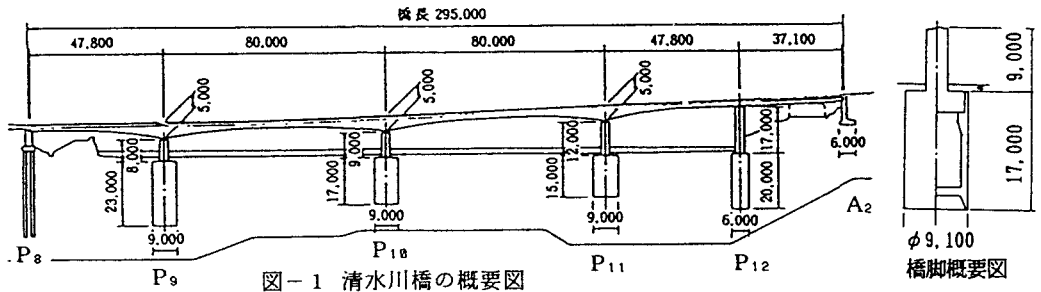


図-1 清水川橋の概要図

橋脚概要図

2. 地震応答解析

本橋に対しては、自由振動実験及び常時微動測定が行われており、この試験結果と固有値解析が良く一致したことから、この解析値を用いて地震応答解析を行なった。本橋の地震応答解析では応答スペクトルとして、新耐震法設計指針（建設省土木研究所）の $7.5 \leq M \leq 7.9$ 、 $60 \leq \Delta \leq 120 \text{Km}$ の値を用いた。地盤は第2種地盤とし最大入力加速度は 138 gal である。

橋梁の各次数の減衰定数を 2%とした。ただし、橋軸水平方向1次の減衰定数は自由振動試験（最大振動変位16mm）より得られた 9% の値を用い、5 HZ以下 20 次までのモードを考慮した。また、地震波入力の方は橋軸水平方向、橋軸直角水平方向、上下方向とし、一般の地震波では上下振動成分は水平振動成分の半分以下であることが多いことから、上下方向においては水平方向の応答スペクトル値の 1/2 とした。

地震応答計算結果を表-1 に示す。ただし、表に示されている値は桁および各橋脚P9、P10、P11、P12の最大応答値を示している。

表-1 応答解析結果

橋軸水平方向振動の最大応答変位は桁中央部で 2cm であり、滑りリング沓では完全な滑りが発生せず、ゴムのせん断変形で吸収される程度である。これは計算に用いた地震波の長周期成分における応答加速度スペクトルが小さいことや、面内1次の減衰定数に実験値の 0.09 を用いたことによる。

	振動方向	応答値				
		桁	P9	P10	P11	P12
変位(X) (cm)	橋軸水平	2.9	1.4	1.0	1.2	0.8
変位(Y) (cm)	橋軸直角水平	3.8	1.1	1.6	1.3	1.0
加速度(X) (gal)	橋軸水平	81	714	674	698	439
加速度(Y) (gal)	橋軸直角水平	291	410	391	355	215
曲げモーメント R_y (ton.m)	橋軸水平	686	1053	1868	2032	1035
曲げモーメント R_x (ton.m)	橋軸直角水平	1186	1974	4476	3266	1040
曲げモーメント R_z (ton.m)		3220	-	-	-	-

R_x : 橋軸回り R_y : 橋軸直角軸回り R_z : 鉛直軸回り

ゴム沓を有する橋脚の橋軸水平方向

の最大加速度は、各橋脚ともほぼ 700gal 程度の応答加速度が得られている。これは橋軸水平方向1次ではなく、橋脚単独の振動モードによるものである。また、橋軸直角水平方向では面外1次のモードが大きく影

響している。桁部分の応答曲げモーメントにおいては面外振動とねじれ振動による値が大きい。一方、橋脚では面外振動が面内振動より大きく、ゴム沓であることから橋脚の捻れ振動は発生していない。上下方向振動では応答スペクトル値が水平の1/2であることから、応答値は小さな値であった。各部材の断面応力を計算したところ許容値内であり、安全性が確認された。

ゴム支承を有する橋梁の動的挙動の違いを検討するために、ゴム支承部をヒンジ(CASE1)およびゴム剛性(CASE2)の両方で解析し比較することにした。P8とP12上の滑りリング沓はローラーとしている。固有値解析によって得られた固有振動数を表-2に示しており、表ではCASE2のモードにCASE1の固有振動数を対応して示している。低次においてはCASE2の橋軸水平1次の固有振動数以外は大きな違いはみられない。一方、高次ではCASE2において橋脚が単独で振動するモードが現れ、CASE1と異なっていた。応答計算は長周期成分の大きい八戸地震の応答スペクトルを用いて解析を行い、その結果を表-3に示す。

表-2 固有振動数

次数	CAES1	CASE2	方向
1	-	0.83	X-1
2	1.27	1.19	Z-1
3	1.63	1.23	Y-1
4	1.92	1.75	Y-1
5	1.93	1.92	Z-2
6	2.34	2.28	Z-3
7	2.65	2.54	Y-3
8	-	2.87	θ -3

X: 橋軸水平方向
Y: 橋軸直角水平方向
Z: 上下方向

表-3 応答値

	振動方向	CASE1					CASE2					曲げ方向
		桁	P9	P10	P11	P12	桁	P9	P10	P11	P12	
変位(X) (cm)	橋軸水平	1.5	1.5	1.3	1.0	0.4	8.8	0.9	0.7	0.6	0.4	
加速度(X) (gal)		609	573	491	396	190	239	506	517	361	230	
変位(Y) (cm)	橋軸直角水平	5.5	1.5	3.3	3.2	1.8	7.2	2.5	3.4	2.9	2.1	
加速度(Y) (gal)		706	337	447	421	445	610	822	822	775	461	
変位(Z) (cm)	鉛直方向	0.7	0.1	-	0.1	0.1	0.7	-	-	-	-	
加速度(Z) (gal)		288	102	13	34	135	139	-	-	-	-	
曲げモーメント Ry (ton.m)	橋軸水平	5960	1430	2160	2030	845	1110	413	513	781	595	桁: 面内 橋脚: 面内方向
曲げモーメント Rx (ton.m)	橋軸直角	737	3450	9350	8910	2300	2780	3760	7720	6870	2210	桁: わじれ 橋脚: 面外方向
曲げモーメント Rz (ton.m)	水平	7650	1710	1730	2230	520	9590	-	-	-	-	桁: 面外 橋脚: わじれ

橋軸水平方向の桁上ではCASE2がCASE1に比べて大きく変位しているが、表-2に示す1次モードによるものである。また、CASE2では桁の変位に比べ橋脚頂部の変位は非常に小さく、分散沓のせん断変形により桁の変位が橋脚の変位にあまり影響しないことを示している。

CASE1における橋軸水平方向の桁上の応答加速度はCASE2に比して大きくなっているが、これは橋桁と橋脚の連成する高次の面内振動によるものである。一方、各橋脚においてはCASE1とCASE2で同じ程度の加速度応答値となっているが、CASE2の高次において各橋脚が単独で橋軸水平方向に振動するモードがあるためと思われる。振動方向が橋軸直角水平方向の場合ではP9~P11橋脚においてCASE2はCASE1に比べて2倍以上の応答加速度が大きくなっているが、これは、桁のねじれ振動の影響によるものと考えられる。特に桁のねじれモーメントはCASE2がCASE1に比べて約3.8倍程度となっている。これはCASE2においてゴム沓の圧縮ばねによる回転ばねを考慮しているため、桁のねじれ振動が低周波領域に発生したためで、ゴム沓を用いる場合は桁のねじれ振動に対する配慮が必要と思われる。

橋脚の橋軸水平方向振動時(面内方向)におけるCASE2の曲げモーメントはCASE1に比べて非常に小さく、ゴム沓を用いることにより、橋脚に発生する曲げモーメントが低減されることを示している

3. 結論

ゴム支承による水平反力分散構造においては上部工のみが大きく振動する1次の振動モードが支配的となり各橋脚にかかる水平反力は低減する。しかし、低周波成分の多い地震波が発生する地点では、橋軸水平方向の変位量が大きくなることから変位に対する耐震上の配慮が必要となろう。

$$R_x(t) = E [X(t)X(t)^T] \tag{9}$$

$$\dot{R}_x(t) = A^* R_x(t) + R_x(t) A^{*T} + V(t) \tag{10}$$

を解くことにより求められる。

制御の評価を、次式で定義し、 $T \rightarrow \infty$ の定常応答

$$J(u(t)) = E \left[\int_0^T (X(t)^T Q(t) X(t) + r(t) \dot{u}^2(t)) dt \right] \tag{11}$$

を考える。ここに、 $Q(t)$ 、 $r(t)$ は、重みの行列である。最適制御理論により、 J を最小にする最適入力は、

$$\ddot{u}(t) = -r^{-1}(t) B^T(t) P(t) X(t) \tag{12}$$

で与えられる。ここに、 $P(t)$ は、Riccatiの方程式の解としてあたえられる。

4. 数値解析と考察

HMDのパッシブな効果とアクティブな効果を検討するために、動吸振器の接地力と駆動部の力の標準偏差を評価した。それらは、

$$P(t) = (m_1 + m_2) \ddot{Z}(t) \tag{14}$$

$$v(t) = m_2 \ddot{u}(t) \tag{15}$$

である。また、動吸振器のパラメータは

$$f_d = (1 + \mu/2)^{1/2} / (1 + \mu) f_1 \tag{16}$$

$$h_d = \mu (1 + 3\mu/4) / (4(1 + \mu)(1 + \mu/2)) \tag{17}$$

に、最適調整された場合と、

$$f_d = f_1, \quad h_d = h_1 \tag{18}$$

の場合について検討した。

表-1と表-2を比較すると、最適調整されていない場合でも、 r を小さくしてアクティブ制御の効果を大きくすると、橋梁の応答より、振動制御が効果的になっていることがわかる。

図-4は、動吸振器を最適調整した後、さらにアクティブ制御を行なった場合の、橋梁中点の変位応答を示したものである。アクティブ制御の効果を見ることができる。図-5は、(18)式の条件で、動吸振器を調整した後、アクティブ制御した場合である。アクティブが制御しないと、最適調整した橋梁の応答より大きくなる。しかし、アクティブ制御を加えると、応答の最適値に漸近することを見ることができる。

5. まとめ

本研究では、HMDの挙動について検討した。最適調整されていない動吸振器でも、アクティブ制御することにより、最適値に漸近することがわかった。

[参考文献] 1) 岡林他:平成2年土木学会年次学術講演会、I-489、I-490

$$\begin{aligned} \dot{P}(t) &= A(t)^T P(t) + P(t) A(t) \\ &\quad - P(t) B(t) r^{-1} B(t)^T P(t) + Q(t) \\ P(T) &= 0 \end{aligned} \tag{13}$$

本研究では、定常応答について考察を加える。橋梁には、パッシブな作用とアクティブな作用の組み合わせによって、橋梁の応答がどのように変化するかについて検討した。(13)式において、 r の重みは、アクティブな制御の割合を表現している。そこで、 r を変化させることで、パッシブ制御とアクティブ制御の割合を変化させ、応答の挙動を見ることが出来る。

表-1 最適調整された場合

	$\sigma_r(L/2)_{MAX}$	$\sigma_{P_{MAX}}$	$\sigma_{v_{MAX}}$
動吸振器設置	0.03252	1.4478	—
$r = 0.001$	0.02381	1.5261	0.3672
$r = 0.0005$	0.02255	1.5978	0.5588
$r = 0.0001$	0.01965	2.0882	1.4321

表-2 最適調整されていない場合

	$\sigma_r(L/2)_{MAX}$	$\sigma_{P_{MAX}}$	$\sigma_{v_{MAX}}$
動吸振器設置	0.02789	0.8835	—
$r = 0.0001$	0.02363	0.8641	0.2227
$r = 0.0005$	0.02226	0.8719	0.3715
$r = 0.00001$	0.01900	1.1496	1.0884

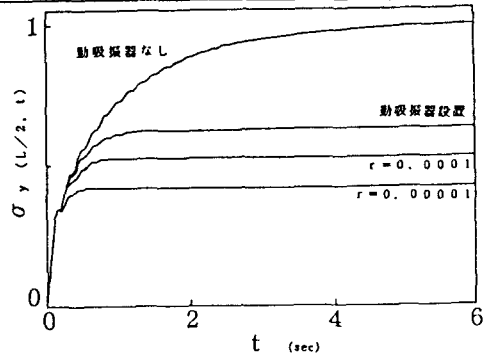


図-4 最適調整された変位応答

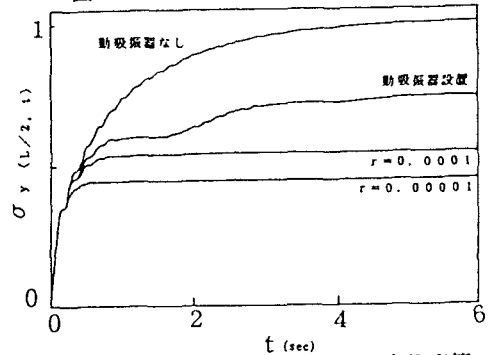


図-5 最適調整されていない変位応答