

高橋脚橋梁の振動実験に関する二、三の考察

東京大学生産技術研究所 正員 久保慶三郎
日本道路公団 正員 栗原 利栄
日本道路公団 正員 ○武藤 準彦

§1 まえかき

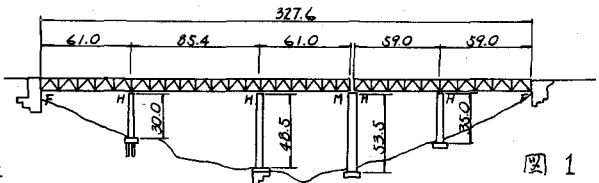
建設の騒音響く多忙な現場の向隅をぬって一昨年十月中央高速道路底床橋の橋脚のロケット実験を
す初めに二、三の高橋脚橋梁において振動実験を行われてきた。実験の目的は、これ等高橋脚橋梁では設
計時に動的解析が行われているか、各種の仮定に基づいてゐたためその妥当性を検討し、あわせて今後の
設計に対する重要な基礎的資料を得ようとするものである。中央高速道路の約40kmにわたる山岳地帯
では高さ30mに及ぶ高橋脚を有する長大橋が12橋もあるが、本小文では前記底床橋の橋梁全体系の振動
実験を考察し、理論計算値との比較を試みた。

§2 構造型式

上部工はRC床版を有する連続平行弦トラス、下部工は鉄骨鉄筋コンクリート充腹構造で一般図を図
1に断面諸数値を表1にそれぞれ示す。

§3 実験方法

実験ケースは橋軸直角水平方向加振1
ケースとし、振動特性は1次から4次迄求
めた。加振方法としては振動モードの理



論計算値が既に得られているので、変位が最大となる3径間部分の中央支間各處に起振機を据えつゝ橋
軸直角水平方向に正弦波的外力を加えた。起振機は低周波で大きな出力の得られる機種が望ましく、以
前製鉄所所有の20ton起振機を使用した。測定には加速度計21個、速度計4個が用いられた。

3.4 実験結果

実験から得られた振動モードと理論値との比較を図2に示す。表2は固有振動数を実験値と理論計算値と比較したものであるが、理論計算を行った諸条件は表3に示されている。

減衰定数の実験値は1次が1.3%, 3, 4次で1.7%であった。なおこの値は共振曲線から求めたものであるが、今回の実験では起振機の急停止は困難であったので自由減衰振動からは固有振動数、減衰定数等は求められなかった。

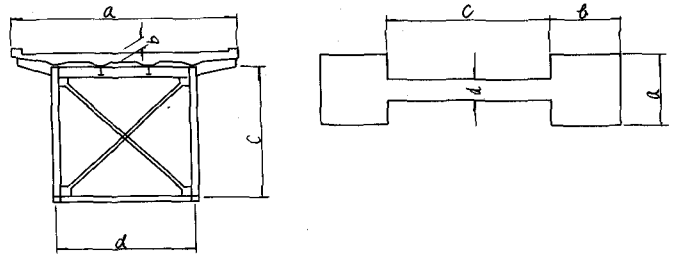
3.5 実験結果の考察

(1) 振動モードについて

図2に示された振動モード図から3, 4次のモードでは両端の橋台およびその近傍でかなり大きな変位が認められた。これは上部構造は下弦材のみで橋台に固定され約3m上方にある上弦材と床版は拘束されていないので共振時に上弦材と床版がせん断振動を行ったものと思われる。これ等の影響を確かめるために対傾様の曲げ剛性の影響を考慮して動的解析を行った。これがCase 5である。結果的には、固有振動数、基本振動波形共にCase 5の値が実験値に一番近似した値となった。従って上部構造の重心位置を比較的上方にある下路トラス構造に対して動的解析を行う場合には対傾様影響を計算に考慮してやるのがよいと思われる。

実験では2次のモードに相当する値は出ていないが、理由として理論計算による2次の基本振動波形の変位がゼロの位置で起振力を加えているため2次振動が出にくかったのではないかと考え

表 1



橋梁名	基 礎 橋								
スパン長×橋脚高	L	a	b	c	d	I_f	I_n	W	
①	61	12.1	0.18	7.0	7.4		2.6	12.6	
②	85.4	12.1	0.18	7.0	7.4		3.2	12.6	
③	61	12.1	0.18	7.0	7.4		2.6	12.6	
④	59	12.1	0.18	7.0	7.4		2.4	12.4	
⑤	59	12.1	0.18	7.0	7.4		2.4	12.4	
⑥	30	2.3	2.3	5.1	0.6	17.67	4.62	35 ³⁵	
⑦	50	3.3	3.0	3.7	0.9	30.52	11.36	59 ⁸	
⑧	53.5	3.3	3.0	3.7	0.9	29.87	10.52	58 ⁹	
⑨	35	2.3	2.3	5.1	0.6	17.95	4.98	35 ³⁴	

(記号)

- L : スパン長又は橋脚高 (m)
- I_f : コンクリート全断面を有効とした場合の断面二次モーメント (m^4)
- I_n : コンクリートの引張臂端と鉄筋1本場合の断面二次モーメント (m^4)
- W : 単位長さごとの重量 (kg/m)

図 2-1 NORMAL MODE OF VIBRATION 1'

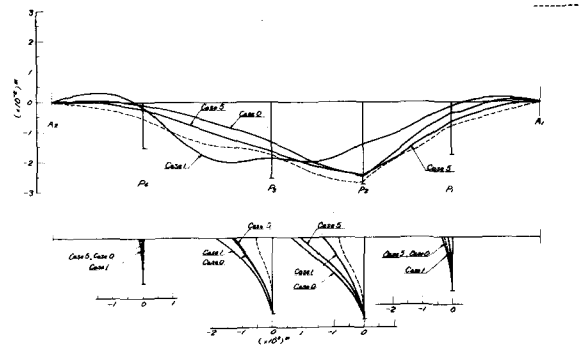
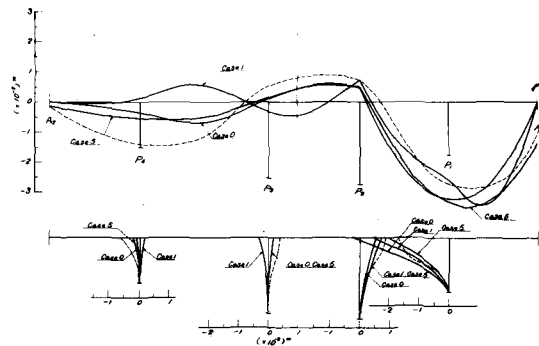


図 2-2

NORMAL MODE OF VIBRATION 3'

EXPERIMENTAL VALUE



れる。

② 架け合い部の仮定条件

図-1 から明らかのように本構造系は左側3径向と右側2径向で橋は不連続である。架け合い部における計算仮定はRinge結合としている。

しかし実験による1次の振動モードからは3径向と2径向では挙動が異なっていると思われる。即ち3径向部分では右側2径向部分の振動をとめるように仮定している。如何と云ふ。

3次、4次について考察すれば、橋は前者の支承には剛結、後者にはRingeのように作用しと云ふ。

図 2-3

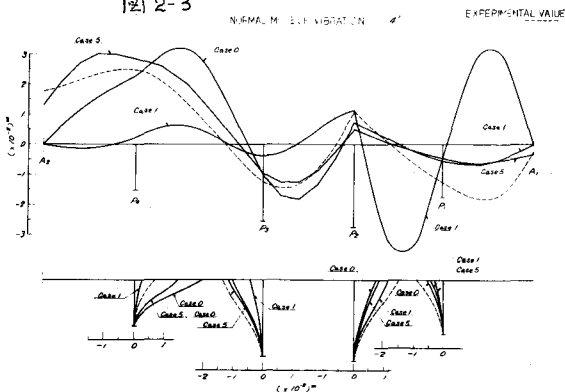


表 2

(単位 %)

次数	実測値	動的解析結果					
		case 0	case 1	case 2	case 3	case 4	case 5
1	1.53	1.68	1.50	0.93	1.50	1.50	1.60
2		1.94	2.22	1.05	1.59	1.59	1.82
3	2.38	3.09	2.48	1.47	2.26	2.29	2.35
4	2.64	3.41	3.00				2.82

表 3

case	架け合い部の条件		基礎	断面二次モーメント	
	桁	橋脚		桁	全断面有効
0	ヒンジ		固定	橋脚	〃
1	ヒンジ		〃	桁	コンクリート引張側無視
			〃	橋脚	全断面有効
2	剛結		〃	桁	コンクリート引張側無視
			〃	橋脚	〃
3	剛結		〃	桁	〃
			〃	橋脚	全断面有効
4	剛結	振り子考慮	〃	桁	コンクリート引張側無視
			〃	橋脚	全断面有効
5	ヒンジ		〃	桁	〃
			〃	橋脚	〃

相当質量が1次とることで振動の過半数を占めること

から考えて微小振動を与えた状態ではコンクリートの有効断面も変化せず実際の支承条件としては剛結に近いと考えられる。

§ 6 結 論

実験と理論計算を通じて次の事を結論させる。

- (1) 桁高の高い下路トラス構造の動的解析を行う場合の力学モデルとして、対傾構の曲げの影響を考慮すると、実験値は理論値とよく一致した。しかし応答スペクトル法によるレスポンスには、かなりばらつきがある。
- (2) 減衰定数は1次で1.3%、3,4次で1.7%と1~2%の間にあり鋼橋脚を含む他の高橋脚橋梁と同様な傾向を示している。
- (3) 架け合い部では実験による微小振動からは橋軸直交方向の支承条件は剛結に近いと考えられるが、これを直ちに大地震の場合に拡張するには尚疑問がある。