

ラーメン高架橋の現場実験

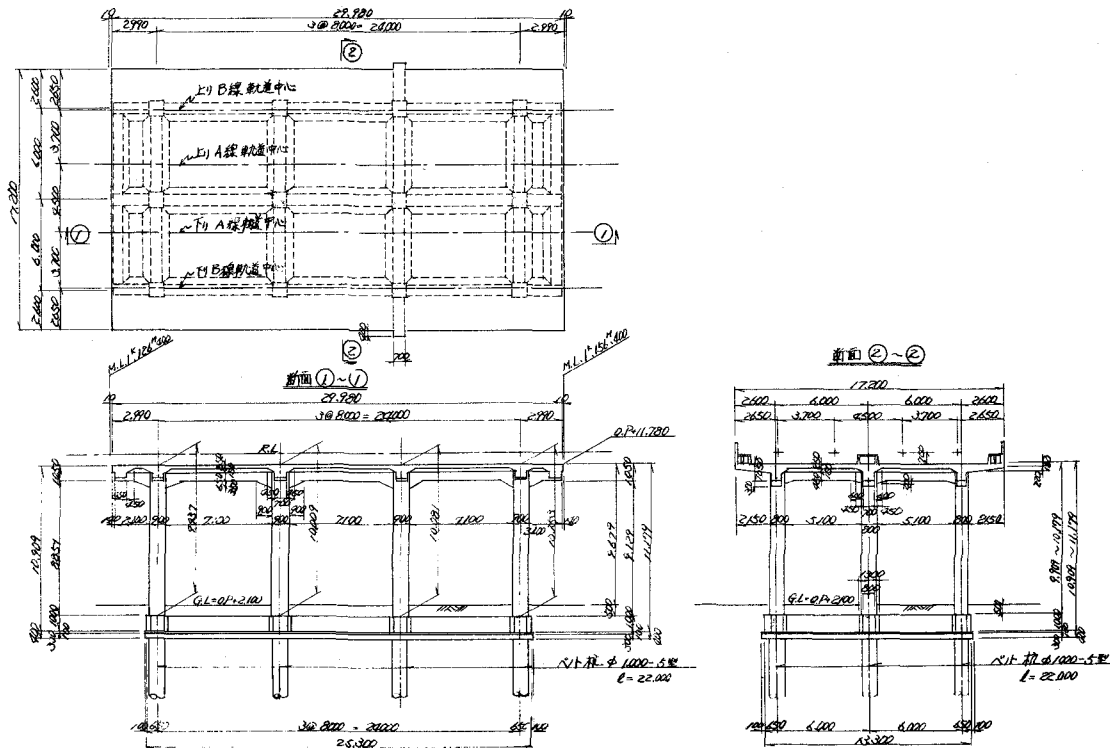
大阪大学工学部	正員	伊藤富雄
福井大学工学部	正員	鳥海 勲
京阪電鉄臨時建設部	正員	金馬昭郎
京阪電鉄臨時建設部	正員	京 美夫
中央復建コンサルタンツ	正員	○横山康夫

1. まえがき

最近，鉄道の新設工事において高架橋がさかんに建設されているが，設計の標準化・経済性・騒音防止・高架下の利用度などの観点から，鉄筋コンクリートのラーメン高架橋が最も多く採用されている。とくに基礎地盤が軟弱な沖積層の場合あるいは地盤沈下が予想される場合には，柱下端を地中ばりで連結した形式が用いられる。この形式のラーメン高架橋の振動特性を明らかにするとともにその耐震性について検討を加えるために，京阪電鉄，天満橋～野江間で建設中の高架橋を対象にして，各施工過程において振動試験を実施したので，その結果について報告する。

2. 試験の概要

試験の対象にした構造物は，下図のようなRCビーム・スラブ式の4線3柱式3径間ラーメン高架橋で，基礎工はベント工法による場所打ち杭を使用し，杭の頭部は縦，横方向



に地中ばりで連結されている。

高架橋の建設地裏付近の地盤は土質調査の結果によれば、N値が5以下の軟弱な砂層および粘土層が相当の深さまで続いており、天満層と呼ばれる洪積砂礫層は0.5-2.0m付近にありわれている。

振動試験は下記のように自由振動試験と強制振動試験を行ない、試験の結果得られる構造物の固有周期、減衰定数などについて比較検討を加えた。なお自由振動試験では水平力作用時のラーメンの静的ひずみを測定して、応力分布の算出結果と数値計算結果と比較した。

振動試験 1 ベント抗上に柱のみを施工した状態

自由振動試験 水平引張力 H : 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 (ton)

振動試験 2 上床横ばり(線路直角方向)を施工した状態

自由振動試験 水平引張力 H : 3.0, 6.0, 9.0 (ton)

強制 . . . 不平衡モーメント M_0 : 0.50, 0.75, 1.00 (ton·cm)

振動試験 3 地中ばりを施工して横方向のC4ラーメンが完成した状態

自由振動試験 水平引張力 H : 6.0, 9.0, 12.0 (ton)

強制 . . . 不平衡モーメント M_0 : 1.00, 1.50 (ton·cm)

振動試験 4 縦方向に3径間のラーメン高架橋が完成した状態

強制振動試験 { 横方向加振 不平衡モーメント M_0 : 2.50, 3.00 (ton·cm)
縦方向加振 " M_0 : 2.50, 3.00 (ton·cm)

構造物に生じるひずみ、応力の分布を測定するために、試験に先立ってベント抗内部にカールソン型鉄筋計40個およびC4ラーメンの柱、上床横ばり、地中ばりの鉄筋に合計60枚のストレインゲージを貼付けて設置した。さうに水平力作用時の水平変位および振動変位、振動加速度を測定するために、柱の頂部、床版上、柱の下端などに変位計および加速度計を設置した。これらの測定計器の記録は動的ひずみの増幅器で増幅して電磁オシログラフに記録させた。

3. 試験結果とその考察

(1) 固有周期と減衰定数

自由振動試験と強制振動試験とによって測定した各施工過程における構造物の固有周期、減衰定数などを一括表示したのが表-1, 2である。

試験1、4で測定した固有周期の変化の状態を調べると次のようになる。

試験1 : 0.20 (sec) 試験2 : 0.22 ~ 0.26 (sec)

試験3 : 0.20 ~ 0.22 (sec) 試験4 : 0.27 ~ 0.42 (sec)

試験2の固有周期が試験1より大きいことは、上床横ばりの施工によってラーメン構造が形成され構造物の剛性は増加するが、固有周期に関しては横ばりの死荷重が上載荷重として作用する効果の方が強いことに

表1 自由振動試験の結果
(橋軸直角方向の振動)

試験番号	水平力 H (ton)	固有周期 T (sec)	減衰定数 δ (%)
1	0.5	0.199	1~2
	1.0	0.198	
	1.5	0.199	
	2.0	0.200	
2-1	2.5	0.200	15
	6.7	0.227	
	8.1	0.218	
2-3	2.0	0.249	8
	6.0	0.258	
	8.9	0.248	
3-1	6.9	0.221	9
	9.3	0.221	
	12.9	0.222	

なる。試験3の固有周期が試験2より小さいことは、地中ばりの連結によって柱と地中ばりが剛結され、柱の下端の動きが拘束されたことを示している。試験4の固有周期は試験1〜3に比べると相当大きく、試験3の約2倍になっている。これは床版の施工によってラーメンの上載荷重が約4倍に増加したためである。またこのことから軌道・道床が載荷される高架橋竣工時の固有周期を推定すると0.6 (sec) 程度になる。

表-2によると、同じ状態での強制振動試験において、加振力の増加とともに固有周期が若干増加していく傾向がみられる。この傾向は振動系が剛性減少型 (soft spring type) の非線形の弾性復元力をもっていることを示している。このような高架橋の非線形の応答特性は主として地盤の復元力特性によるものと推定できる。

自由振動試験から求めた減衰定数の値は、必ずしも一定値であるとはいえず、自由振動の時間的経過とともに変化する。試験1の結果をみると、自由振動の最初の部分では比較的大きい減衰性を示すが、時間の経過とともに次第に減衰性が小さくなりほぼ一定の値に落ち着くようである。試験1で測定した減衰定数の値は1〜2%であり、他の試験で得られた値に比べて非常に小さい。これは柱が地中

表2 強制振動試験の結果

試験番号	偏心モーメント Mo (t·cm)	固有周期 T (sec)	減衰定数 R (%)	最大加速度 a (gal)
(橋軸直角方向の振動)				
2-2	0.50	0.246	6.5	31
	0.75	0.255	7.3	37
	1.00	0.258	7.1	46
2-7	0.50	0.254	6.2	25
	0.75	0.263	6.2	36
	1.00	0.265	8.5	43
3-2	1.00	0.205	8.8	69
	1.50	0.217	7.7	98
4-1	2.50	0.389	7.2	15
	3.00	0.397	7.1	25
4-3	2.50	0.413	5.9	5.5
	3.00	0.417	9.0	5.7
(橋軸方向の振動)				
4-4	2.50	0.373	11.3	4.7
	3.00	0.366	12.3	5.2

ばり (試験1の際には地中ばりのコンクリートが柱の周囲を除いて打設されていた) によって支持され、下端固定の片持ばりに近い状態であったので、柱の材料であるRC自身のもつ減衰が表われたためと考えられる。試験2, 3で求めた減衰定数の値は自由振動の最初の部分のものであり、同じ記録の他の部分よりはかなり大きな値となっている。一方、強制振動試験で得た共振曲線から計算した減衰定数の値は5〜9%の範囲にあってほぼ一定の値を示している。また試験4では線路方向の減衰定数が橋方向よりも多少大きくなっている。

(2) ラーメンの曲げモーメント分布

水平力が作用したときのラーメンの曲げモ

表3 水平力載荷時のラーメンの曲げモーメント分布 (試験3-3 H=11.2 ton)

測点の位置	ゲージ番号	測定値 M (ton·m)	計算値			(A)/(B)	(A)/(C)
			平均値 K=20.59 (A)	K=10.69 (B)	K=10.69 (C)		
野村	1-U	-7.88	5.87	15.01	12.68	0.39	0.46
	1-D	3.86					
	2-U	—	4.78	11.01	9.89	0.43	0.48
	2-D	-8.20					
柱1	1-R	13.34	11.5	15.79	16.31	0.73	0.71
	1-L	-9.74					
	1CTR	-7.66	14.32	12.17	12.03	1.18	1.19
	1CTL	20.99					
柱2	2-R	15.39	16.26	21.95	21.57	0.74	0.75
	2-L	-17.12					
	2CTR	-17.67	18.39	18.95	18.60	0.97	0.99
	2CTL	19.12					
上原1	BU-2	-5.17	7.91	10.75	10.71	0.74	0.74
	BD-2	10.28					
	BU-4	5.24	4.62	7.13	6.98	0.65	0.66
	BD-4	-4.00					

表4 強制振動時のラーメンの曲げモーメント分布

(試験3-4, $M_0=1.5 \text{ ton}$ $f=200 \text{ c.p.m.}$ $H=1.3 \text{ ton}$)

測点の位置	ゲージ番号	測定値		計算値			$(A)/(B)$	$(A)/(C)$
		M (ton·m)	平均値 (A)	$K=2 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$ (B)	$K=10 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$ (C)			
地中ばり	1-U	4.38	3.22	1.76	1.98	1.83	2.18	
	1-D	2.07						
	2-U	—	1.21	1.30	1.16	0.93	1.04	
	2-D	1.21						
柱1	1-R	5.66	5.15	1.85	1.91	2.78	2.70	
	1-L	4.65						
	1CTR	4.52	6.59	1.42	1.41	2.64	2.67	
	1CTL	8.66						
柱2	2-R	4.13	3.23	2.57	2.52	1.26	1.28	
	2-L	2.33						
	2CTR	7.05	5.84	2.22	2.18	2.63	2.68	
	2CTL	4.33						
上床ばり	BU-C	2.16	2.27	1.26	1.25	1.80	1.82	
	BD-C	2.38						
	BU-S	2.90	2.39	0.83	0.82	2.78	2.91	
	BD-S	1.89						

ーメント分布について検討するために、試験3のラーメンを例にとって計算値と測定値と対比させて表示したのが表-3,4である。

表-3は自由振動試験の際に水平力を静的に作用させた場合の測定値と計算値と比較している。各測定のひずみの値は同一断面内でも引張側と圧縮側とで絶対値にはらつきがあるので、測定値の絶対値と平均してその断面の測定値とみなし、計算値に対する比を求めることになる。

上床ばり：約0.7 柱上端：1.0～1.2

柱下端：0.7～0.8 地中ばり：約0.5

測定値は計算値より小さいが、とくに地中ばりでは測定値は計算値の1/2以下であり、地中ばりが地盤に固定されていることをよく示している。

一方、強制振動試験の共振状態での測定値と計算値と比較したのが表-4である。ただし、計算値は共振時の起振力に等しい水平力を静的に作用させた場合の値である。共振状態においてはほとんど全ての位置で測定値が計算値を上まわっており、とくに柱の上、下端でかなり大きい曲げモーメントが作用している。柱の上端の曲げモーメントの動的倍率（静的計算値に対する比）は3～5であって、減衰定数を10%と仮定すると、1自由度系の定常強制振動における振幅の動的倍率と同様の傾向を示している。

つぎにベント杭に埋設したカールソン鉄筋計によって測定した応力はいずれも小さい値であり、杭には意外に小さな曲げしか作用していないことがわかった。すなわち、水平力に対してこの構造物は杭がなく地中ばり以上の部分が直接地盤上にのっているような挙動を示している。このことは柱、地中ばりおよび杭の剛比の関係もあるが、やはり地中ばりに作用する地盤反力の影響が非常に大きいためであるといえる。

4. ラーメン高架橋の耐震性に関する考察

振動試験の結果、供用開始時のラーメン高架橋の固有周期は上載荷重を考慮すると比較的大きくなり（推定値は0.6 sec）、地盤の卓越周期に近い値となることが予想される。また高架橋の減衰定数が10%程度であるので、地震時には振動しやすい構造物であるといえる。さらに地中ばりに作用する地盤の反力が非常に大きいので柱の下端は固定の状態に近くなり、高架橋が振動する場合には柱があたかも荷重を支えるばねのような挙動を示すことになり、柱の上、下端に応力が集中することが考えられる。一方、杭に加わる応力は地中ばりに作用する地盤反力が水平力をほとんど受け持つ場合には小さいが、この地盤反力は主として地中ばり下面の摩擦抵抗に起因すると考えられるので、将来この高架橋付近の地盤が沈下するならばこの地盤反力は減少し、杭にかなり曲げが増大すると予想される。