

1 まえがき

このほど、大阪市に架設された豊里大橋において振動実験を行なった。その結果をここに発表する。豊里大橋はスパン $80.5 + 216 + 80.5$ m の三径間連続斜張橋である。主桁は鋼床板箱形断面で、ケーブルにはプレファブ・パラレルワイヤーストランドが使用されている。(図-1)

上述のように、本橋はスパンが比較的長大であるのでフレキシブルな構造となり、またケーブルにはパラレルワイヤーが使用されているため、減衰が小さいことが予想された。そのことは、本橋の動的安全性に対し、十分考慮する必要があることを示している。動的安全性を検討するための資料を得るために以下に述べるような実験を行なった。

2. 実験内容

1) 走行試験; ダンプトラック(1号車($W=16.08^t$, $N=3.0\%$, $\delta=0.34$), 2号車($W=15.60^t$, $N=3.1\%$, $\delta=0.26$))を使用した。実験ケースは、A: 2台並行走行, B: 1台端部車線走行, C: 1台中央部車線走行とし、各々走行速度は 20, 30, 40 km/h とした。

2) 衝撃試験; 橋の中央部に自動車の後輪を高さ 20 cm の踏台より落下させ、それによ、て生ずる振動を記録した。

3) 起振機による振動試験; 起振機を中央径間の 4 点および 8 点の中央分離帯上、車道端部に設置した。起振機の性能は 0.3 ~ 10 % 連続可変、最大起振力 5^t である。

3. 実験結果と考察

1) 走行試験結果と考察; 表-1 に衝撃係数を求めた結果を示す。この結果では、一般に言われているように、走行速度、走行台数による衝撃係数の差は明確にあらわれてない。しかし、実験値は鋼道路橋示方書による値(中央径

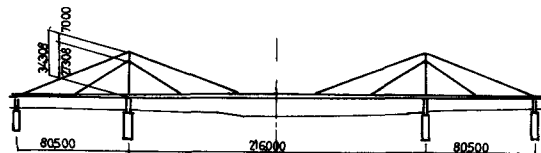


図-1 豊里大橋一般図

間; $i = \frac{20}{50+216} = 0.075$, 側径間; $i = \frac{20}{50+80.5} = 0.154$) を超えることはない。

次に、自動車走行中の桁の振動の様子を調べるため、中央径間中央部の鉛直方向加速度のパワースペクトルを求めてみた。図-2 に示す

ように、約 3.3 % の振動が最も強く現れ、他にさらに高次の振動が少しみられる。また、それに対応する自動車の鉛直方向加速度のパワースペクトルを図-3 に示す。自由振動試験では 3.1 % の振動数を有していたが、走行時には、広い帯域にわたりパワーを持ち、振動している。

実験番号	走行速度 km/h	たわみの中央径間中央	たわみの側径間中央	ひずみの中央径間中央	走行形態
A-20	20	—	0.055	0.045	2台並行走行
A-30	30	0.065	0.043	0.005	
A-40	40	0.062	0.043	0.037	
B-20	20	—	0.038	0.048	1台端部走行
B-30	30	0.072	0.058	0.061	
B-40	40	0.050	0.052	0.055	
C-20	20	—	0.042	0.059	1台中央部走行
C-30	30	0.077	0.048	0.052	
C-40	40	0.070	0.033	0.047	

表-1 衝撃係数 i の測定値

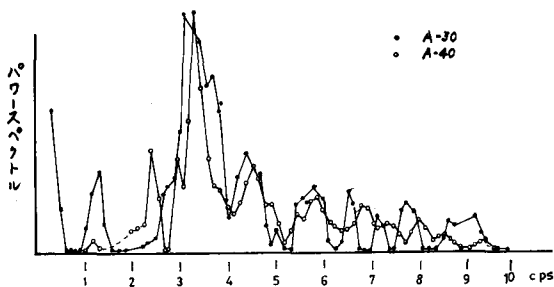


図-2 1/2点の鉛直加速度パワースペクトル

最大振幅を F. L. Meister のじょ限度曲線にしたがってプロットしてみると図-4 になる*。他の橋梁にくらべ振動の強さは比較的小さい。

2) 衝撃試験結果と考察; 自動車の振動が十分減衰してからの、中央径間中央の鉛直加速度のパワースペクトルを求め図-5 に示す。走行試験の場合と異なり、約 2% の振動が強く現われている。

3) 起振機試験結果と考察; 共振曲線から固有振動数を求めた。自由振動振幅の変化を片対数紙上に波数を横軸としてプロットすると図-6 のように直線となる、そこから対数減衰率をよみとった。表-2 にそれらの結果を示す。低次の振動は振幅が小さく、減衰を求めることは困難であつたが $\delta=0.04$ 以上であると推定してよいだろう。この値は他の橋梁と比べさほど小さい値ではない。

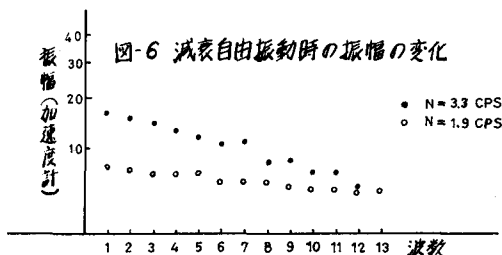


図-6 減衰自由振動時の振幅の変化

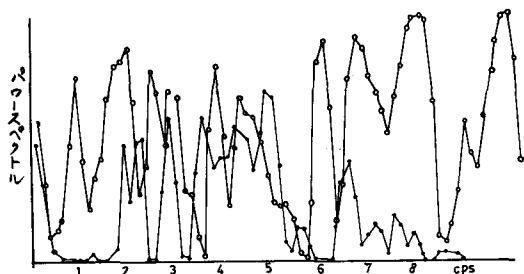


図-3 走行自動車の鉛直加速度パワースペクトル

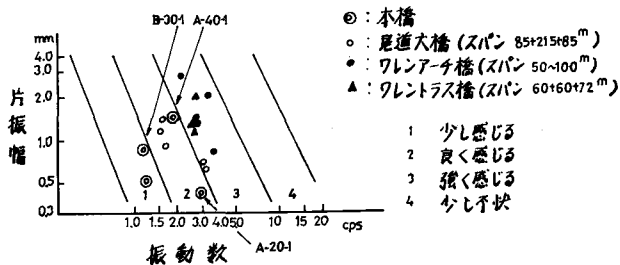


図-4 F. L. Meister のじょ限度曲線

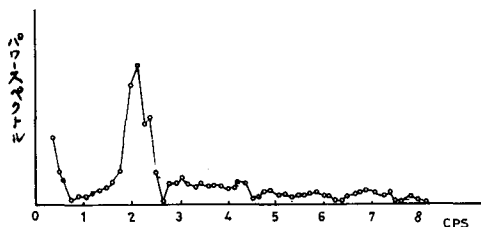


図-5 衝撃による 1/2 点の鉛直加速度パワースペクトル

振動次数	たのみ		曲げねじり	
	振動数 cps	対数減衰率	振動数 cps	対数減衰率
対称 1 次	0.52	—	1.43	0.071
歪対称 1 次	1.22	—	2.25	0.083
対称 2 次	1.92	0.051	4.08	—
歪対称 2 次	2.48	—	—	—
対称 3 次	3.33	0.087	—	—

表-2 共振振動数と対数減衰率

4. あとがき

以上の結果、1) 衝撃係数は示方書による値以内であつた、2) 走行中の振動の強さは他の同規模の橋に比し、小さかつた、3) 減衰は $\delta=0.04$ 以上であり耐風安全性の検討に採用した $\delta=0.02$ より大であつた、4) 自動車の振動のパワースペクトルは広帯域にわたるが、橋のそれは 1 部の振動数に強いパワーがみられる。本報告には実験結果の代表的なものしか掲げることができなかつたが、講演時に他の結果と理論計算とを發表する。

* 片尾、相模; 尾道大橋の走行荷重による動的応答について、日経建設、30.2 昭 44.5