

九州大学工学部 正員 吉村虎蔵
 日本道路公団 八尋勇次
 川田工業(株) 正員 O梅沢宣雄

1. はじめに

この報告は、九州高速道路福岡南インターチェンジにかかぬ橋梁のうち、S径間連続曲線箱橋について行われた振動試験に関するものである。本橋は福岡南バイパスと高速道路へ流入するランプをほぼ同一位置で跨いでいるために三重構造のうちの最上層で、隣接してS径間連続鉄筋コンクリート中空板橋が2連ある。コンクリート橋区間の平面線形がほぼ直線であるのに対して、鋼桁区間は一部クロソイドを含む半径約50mの曲線となっている。しかも、本橋を支える5本の橋脚は直径が2.2mの鉄筋コンクリート円柱を標準としているが、福岡南バイパスの中央分離帯に設けられたP₂脚は直径1.5mの鋼管となっている。本橋の設計にあたっては、橋脚と上部曲線橋を一体とした力学モデルを仮定し、静的に水平地震力を作用させて地震時の検討を行い、更に、動的応答解析を行い、静的解析より求めた設計値との比較を行っている。今回は、耐震設計上不明点が多い連続曲線橋について、起振機と試験車および常時微動による振動試験を行ったのでその概要について報告する。

2. 試験概要

本橋の振動試験は次の項目について実施した。

1) 水平方向振動試験

加振方法としては、図-1に示すように、P₂脚上およびP₂とP₃脚の中央の2ヶ所の床版上に起振機を据付け、各々の位置において、基本座標軸XおよびY軸に平行かつ水平に加振した。振動数の変化は、共振点付近では0.02~0.03 Hz、その他は0.05~0.1 Hz程度とした。1.5 Hzから6 Hzまで変化させ、図-1に示すように、橋脚・スパン中央の床版上およびP₂脚に配置された計15ヶ所の測定点において、X・Y方向の加速度を取出し、増幅器とフィルターを介してオシログラフに記録した。

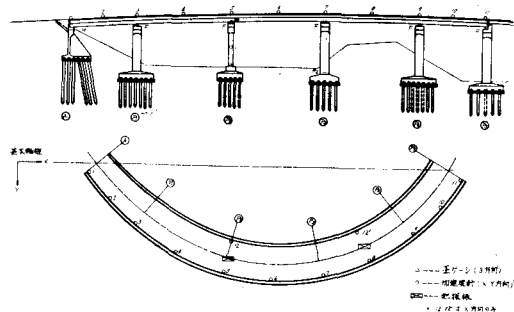


図-1 起振機・測定計配置図

2) 鉛直方向振動試験

P₂とP₃の中央に据付けた起振機により、基本座標軸Y方向に平行かつ水平に加振して、1)とはほぼ同様の位置において鉛直方向の加速度を測定した。加振方法および測定方法も1)と同様である。次に、試験車を橋軸中心線上に流して試走させた後の自由振動、試走中の試験車の急停車後の自由振動および試験車の後輪を約10 cmの高さから落下させることによって生じた自由振動から、加速度を各支間の中央点で測定した。

3) 常時微動測定

各橋脚上および支間中央の床版上で、しかも橋軸中心線上においてX・Y軸に平行方向および鉛直方向の常時微動を速度計型換接器で測定し、増幅器を介してデータレコーダーに記録した。測定終了後、AD変換機にかけて各記録を数値化(時間間隔0.02秒、データ個数2048個)し、これからパワースペクトルを計算した。なお水平方向振動試験実施中に、隣接のコンクリート橋区間がかなり振動していたので、常時微動についてはこの区間もあわせて測定した。

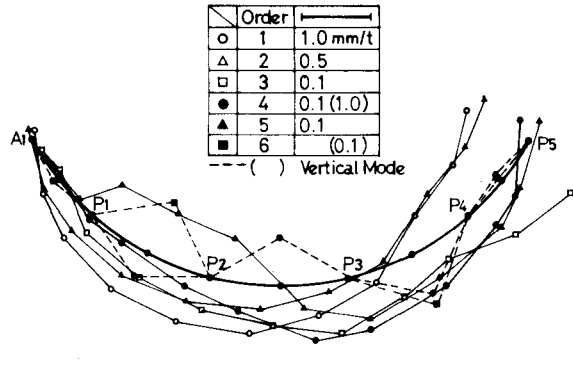
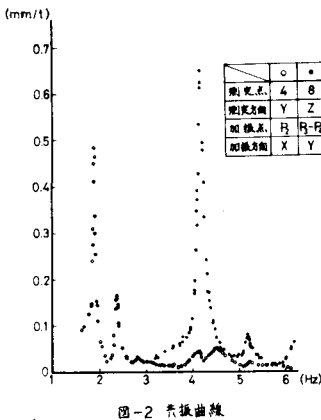
3. 試験結果

1) 水平方向振動試験

記録された加速度を単位起振力当りの加速度に換算し、これから変形を計算して得られた共振曲線の一例を図-2に示す。これらの共振曲線から共振振動数を求めた結果を表-1に示し、共振振動数に対する振動モードを図-3に示す。共振振動数は各試験の各測定点ではほぼ同様の値を示しているが、4次以上の高次の共振振動数では多少のばらつきがあるので、共振時に応答値の大きい測点の平均値とした。また、各試験に対する各次振動モードは非常に近似しており、図-3には、P₂脚上でX方向加振時のモードを示す。共振曲線から減衰定数を求めた結果を表-1に示す。この計算にあたっては、粘性減衰のある強制振動の最大変位を理論式にして、振動数と振幅の関係を最小二乗法により共振曲線を計算して求めた。

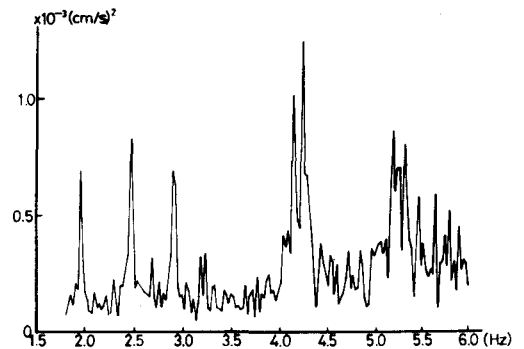
2) 鉛直方向振動試験

水平方向振動試験と同様にして得られた共振曲線の一例を図-2に示し、共振振動数を表-1、振動モードを図-3に示す。鉛直の1次は水平の4次と連成し、鉛直の2次は水平の6次と一致するが、振動モードの鉛直成分が非常に卓越するので、共振振動数の決定にあたっては、鉛直方向の共振振動数を優先した。減衰定数を1)と同様の方法で計算すると表-1のようになる。一方、自由振動から振動数と減衰定数を求めると各々4.25Hz、1.25%となり、共振曲線から得られた結果より多少大きくなっている。



3) 常時微動測定

記録された常時微動から共振振動数を求めるのに、まず高速フーリエ変換でX・Yおよび鉛直方向の信号をフーリエ変換しパワースペクトルを求め、次に3方向の変位モードを合成することにより各測定点の共振振動数を決定した。図-4にパワースペクトルの一例を示し、図-5に振動モードを示す。振動モードを得るために、P₁とP₂脚の中間の3方向の記録を基準にしてその他の測点の3方向を同時に測定した。減衰定数の決定にあたっては、パワースペクトルの共振振幅より1)と同様の方法で計算した。この結果を表-1に示す。また、本橋の橋枕振動を測定した結果、1次が3.02Hz、2次が7.62Hzであることがわかった。



4. 考察

起振機・自動車および常時微動を加振源とする一連の振動試験を行い、その結果得られた振動性状を用いて本橋の耐震性を検討した。設計時に検討された諸数値と比較すると安全側となっていることが結論づけられたが、固有振動性状や理論解析の結果とひどく異なっていることが目立った。これは、本橋が空間的に複雑な形状を有することよりも、境界条件のとりえ方にあるものと考えられる。すなわち

1) 対象としている振動が橋脚の動きを含むことからくる地盤とののかかりあい。この点について、 P_2 脚の共振振動数の状態におけるモードを調べてみると図-6のようになっている。一応、 P_2 と P_3 脚下端の動きを調べてみると $f_1=1.88\text{ Hz}$ で、 P_2 脚では 4.4 mm/t 、 P_3 脚では 5.9 mm/t の最大動歪が測定された。これを脚上端での変形量から橋脚を片持梁と仮定した場合の歪を計算してみると各々 6.2 mm/t 、 8.0 mm/t である。以上の点から、橋脚はロッキング振動を含む振動をしていることがわかる。それ故、理論解析を行う時には、地盤の条件を適確に仮定する必要がある。

2) 隣接区間との干渉。水平方向加振試験時に判明した点であるが、隣接のコンクリート橋区間が本橋の振動性状に大きな影響を与えている。これは図-5の常時微動の測定から求めた振動モードからもよくわかる。

3) 沓の支持条件。可動沓が設計通りに可動であり、固定沓が固定であるか否かの問題。

これらの点を考慮して試験結果と一致するようなモデルの選定も二・三試みたが、完全なモデル化は今後の問題として残った。もし試験と一致するようなモデルが得られたとしても、試験で用いることができる外力は、構造物の強度に比べれば一般に小さいので、試験結果からその構造物の破壊安全性を検討することが妥当であるかどうか疑問がある。これは、振幅が大きい場合と小さい場合とでは、振動性状が異なることが考えられるからである。本橋について言えば、図-7に示したように、振幅の大きい程減衰が大きくなることがわかる。それゆえ、減衰については外力を明記して表示する必要があると思われる。なお、本試験は九大工学部吉村研究室彦坂助教ほかの諸氏、同小坪研究室鳥野清氏ほかの方々、道路公団福岡建設局特殊設計課加藤前課長・同安藤課長・同じく戸原補佐ほかの諸氏、同福岡工事マ務所久保伸一氏ほかの諸氏、公団試験所近藤室長・川人達男氏ほかの諸氏、並びに川田工業工事本部今井所長・技術本部三品課長ほかの諸氏の協力で実施されたものである。

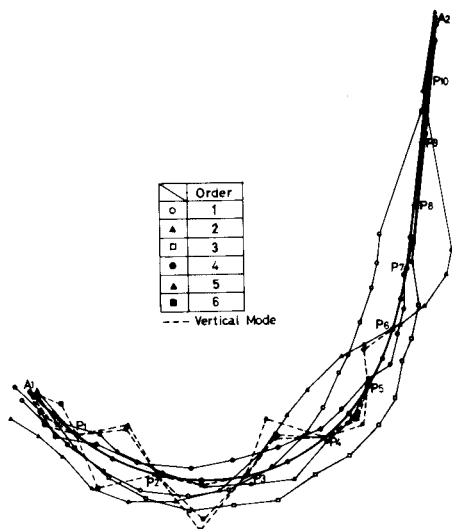


図-5 振動モード(常時微動)

表-1 共振振動数と減衰定数

振動次数	共振振動数(Hz)		減衰定数(%)	
	起振機	常時微動	起振機	常時微動
1	1.88	1.93	1.68	1.17
2	2.38	2.45	1.62	0.97
3	2.78	2.89	2.47	0.70
4	4.15	4.09	0.97*	0.58
5	4.50	4.22	—	0.72
6	5.18	5.22	2.46*	0.51

* Vertical Mode

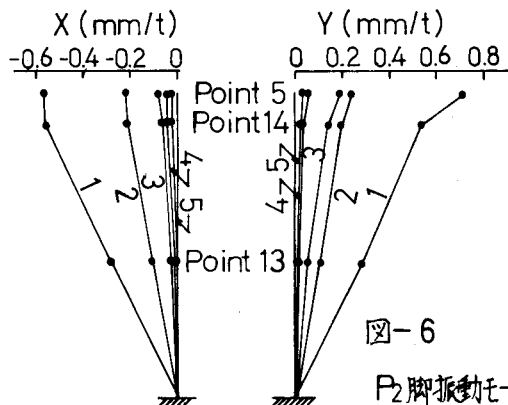


図-6

P_2 脚振動モード

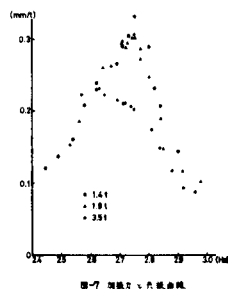


図-7 振幅と減衰定数