

大阪大学大学院 正会員 川谷充郎 大阪大学大学院 正会員 小林義和
 大阪大学大学院 学生員 川木秀昭 大阪大学工学部 学生員 織田敏彰

1. まえがき 道路橋交通振動の周辺環境への影響を軽減するため、複数の単純桁を連結すると共に弾性支承化するノージョイント工法が行われている。また、免震構造としての弾性支承化が進められる傾向がある。このとき、既設桁と連結化桁との接続部における段差に起因する振動が問題となる¹⁾。弾性支承化および桁連結化に伴う橋梁各部の動的応答の変化を検討するため三次元動的応答解析を行い、都市高速道路高架橋における実験結果と比較検討する。

2. 解析手法と解析モデル **2.1 橋梁モデル** 対象橋梁は都市高速道路高架橋の6径間連結化されたP1-P7の径間(鋼I桁橋5本主桁)である。支間長はP1-P2間が31.0m, P2-P3が39.0m, その他のP3-P7は35.0mである。本橋梁をモデル化するにあたり、隣接径間の影響を考慮するため、P0-P1間(支間長30.0m), P7-P8間(支間長35.0m)もモデルに含める。橋梁モデル図をFig.1に示す。1節点6自由度の有限要素を用いて三次元骨組構造としてモデル化するが、質量は節点集中質量として各節点に振り分ける。解析モデルにおける主桁部材、支承、橋脚梁部材の中立軸のくい違いをオフセット部材を用いて考慮する。支承の構造として二重節点を定義し、鋼製支承の場合はピン結合とし、両端とも変位を拘束し、回転のみ自由とする²⁾。ゴム支承の場合はその節点間に各方向、回転に対するばね定数を設定する。ばね定数はゴムのせん断弾性係数から、X軸(橋軸)方向に347tf/m, Y軸(橋軸直角)方向に347tf/m, Z軸(鉛直)方向に62778tf/mとなり、回転に関しては0tfm/radとする。実際の弾性支承においては、橋軸直角方向にストッパーが設けられていることより、その方向のばね定数を大きくするのが妥当であり、試算によりここではY方向のばね定数を100倍にする。

2.2 車両モデル 走行車両は後軸がタンデム軸のダンプトラックを、8自由度系三次元システムとしてモデル化する³⁾。車両モデルの諸数値をTable 1に示す。また、車両の走行位置は、走行車線で左側タイヤおよび右側タイヤが、それぞれG1桁およびG2桁から幅員中央方向に0.825mである。車両走行位置をFig.1に示す。車両走行速度は16.67m/s(60km/h)とする。

2.3 三次元動的応答解析 桁橋と走行荷重との連成振動の微分方程式をモード法により定式化し、Newmark's- β 法を用いて逐次積分して動的応答を求める。橋梁の減衰定数は、実験では得られなかったため他の橋梁を参考に、1次モードと2次モードについては $h=0.0146$ を用いる。

高架橋において走行車両により励起される振動数は、車両のばね上振動に起因する数Hzの振動成分およびばね下振動に起因する数10Hzの振動成分のため、解析において考慮するモード次数を635次(鋼支承時： $f_{635}=89.9\text{Hz}$, $T_{635}=0.0011\text{sec}$, ゴム支承時： $f_{635}=101.2\text{Hz}$, $T_{85}=0.0099\text{sec}$, 桁連結時： $f_{635}=122.6\text{Hz}$, $T_{85}=0.0082\text{sec}$)までとする。橋脚下端の境界条件を固定として、反力解析をする。

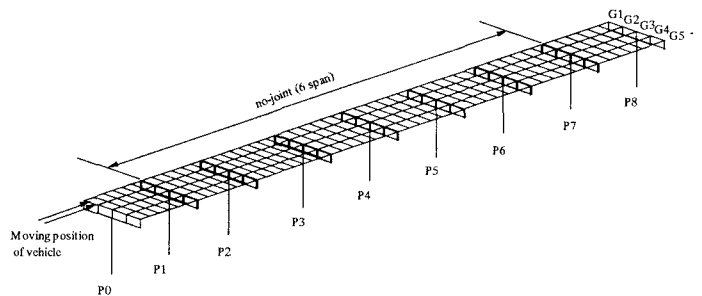


Fig.1 Analytical model of bridge

Table 1 Dynamic properties of vehicle

Total weight		19.87tf
Axel weight	Front	5.09tf
	Rear	14.78tf
Natural frequency	Front	1.9Hz
	Rear	3.2Hz
Logarithmic decrement	Front	0.66
	Rear	0.33
Wheel distance (right-left)	Front	2.05m
	Rear	1.86m
Axel distance	Front - Rear (Front)	3.35m
	Rear (Front) - Rear (Rear)	1.30m

3. 解析結果 3.1 主桁の振動特性 P3-P4 間の G1 主桁鉛直方向加速度の解析結果を鋼支承時、ゴム支承時、桁連結時の場合について実測とともに Fig.2 に示す。また、Fig.3 に中央各方向変位の解析結果を示す。横軸は走行車両の前輪位置である。Fig.2 より実測と同様に解析でも鋼支承からゴム支承に換わることにより加速度応答が大きくなり、桁連結後で小さくなっている。これより解析の妥当性が分かる。Fig.3 より、橋軸方向変位は鋼支承からゴム支承に換わることにより動的成分が減少しており、さらに桁連結後はほとんど変位が出なくなることが分かる。鉛直方向で最大変位は鋼支承時約 3.4mm、ゴム支承時で約 4.0mm と大きくなるが、桁連結後では最大変位約 2.8mm と鋼支承時の場合よりも小さくなる。これは、ゴム支承時には弾性支持されているので橋軸方向の拘束が小さくなったためであり、桁連結時には両端の橋脚上で主桁が連結されていることで、たわみ角が低減されたためと考えられる。

3.2 動的反力 Fig.4 に P4 橋脚基部に着目して、動的反力の動的成分を記す。ここでの動的成分とは車両動的接地力から受ける反力および橋梁慣性力から受ける反力の合力となっている。橋軸方向に関して鋼支承時に生じている反力はゴム支承時にはほとんど生じないが、橋軸直角方向および鉛直方向では反力応答が非常に大きくなる。桁連結後は鋼支承時と比べると、橋軸方向に関してゴム支承時と同様に反力はほとんど生じなく、鉛直方向では少し大きく反力応答が出るが、橋軸直角方向は小さくなる。

既設桁と連結化桁との接続部である P7 橋脚での動的反力を Fig.5 に示す。この図も Fig.4 で述べたように動的反力の動的成分を記す。また、この解析ではすべて路面舗装後の路面凹凸を用いている。Fig.4 の P4 橋脚での動的反力は、鋼支承時からゴム支承時で大きくなった反力応答が桁連結時には減少していたが、Fig.5 からゴム支承時で大きくなった反力応答は減少しないことが分かる。

【参考文献】

- 1) 薄井王尚・林 秀侃・吉川 実・梶川康男・深田宰史：桁連結高架橋の振動特性、橋梁交通振動に関するコロンブス論文集，pp.159-166，1997.11.
- 2) 小堀為雄・久保雅邦：弾性節点・弾性支点を有する連続桁橋の汎用的な動的解析法，土木学会論文集，No.356/I-3，pp.395-403，1985.4.
- 3) 川谷充郎・山田靖則・嶺下裕一：三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析，土木学会論文集，No.584/I-42，pp.79-86，1998.1.

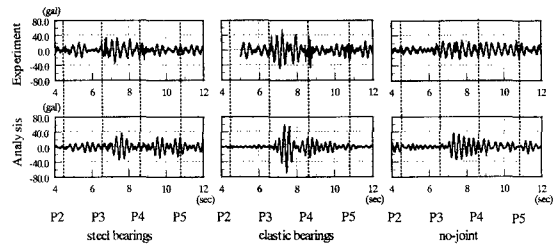


Fig.2 Acceleration of main girder G1 at span center of girder P3-P4

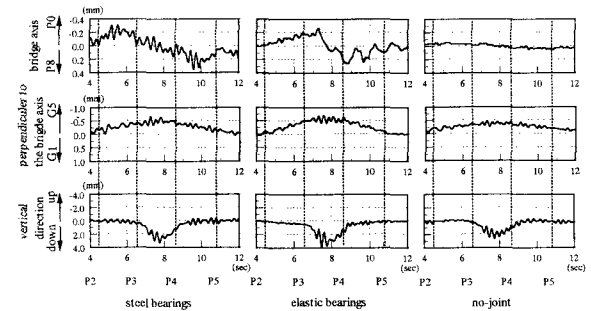


Fig.3 Deflection of main girder G1 at span center of girder P3-P4

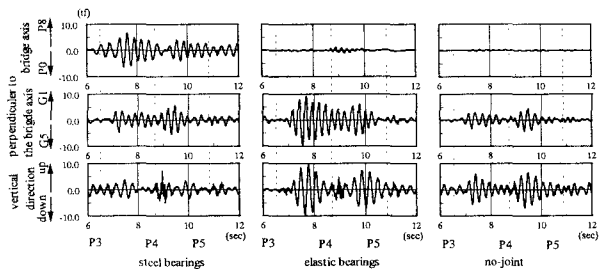


Fig.4 Reaction force at P4

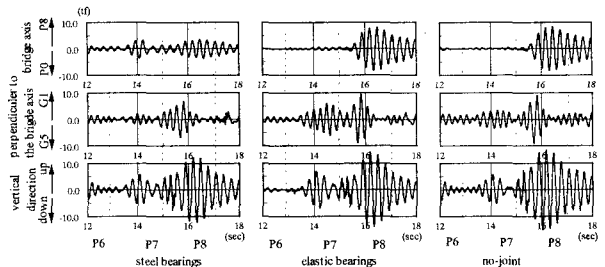


Fig.5 Reaction force at P7