

I - B 246

山梨リニア実験線コンクリート橋梁の動的応答

鉄道総合技術研究所 正会員 曾我部 正道
 鉄道総合技術研究所 正会員 松本 信之
 東海旅客鉄道株式会社 正会員 梶川 徹

鉄道総合技術研究所 正会員 四十九勇治
 東海旅客鉄道株式会社 正会員 山崎 幹男
 東海旅客鉄道株式会社 正会員 青木 成生

1. はじめに 列車の走行速度が増加した場合、橋梁にかかる動的負荷は一般に増大する傾向にある。すなわち、走行する列車荷重は、橋梁を規則的な周期で加振するいわゆる起振機のようなものであり、列車の走行速度が増加して加振周期が橋梁の固有周期に近づくとき、共振現象が生じ、動的負荷が増大する。

このような問題は、「連行移動荷重による速度効果」と一般に呼ばれ、古くから、様々な模型実験、理論研究、実橋測定がなされてきた¹⁾²⁾。本論では、超高速度領域（設計速度 550km/h）における浮上式鉄道橋梁の動的応答について、実橋測定及び数値解析により検討した。

2. 桁の共振法則性 走行速度 v 、無次元化スパン L_b/L_v （ L_b :橋梁スパン、 L_v :車両の荷重（台車）間隔）が単純桁の動的応答倍率に及ぼす影響を図1に示す。

①各橋梁において、共振ピークは速度 $v=f \cdot L_v$ 及びその 1/2, 1/3 の速度で発生する（以下それぞれ1次、2次、3次共振点と記す）。

②1次共振点の消失するスパンが存在する。1次共振点の消失するスパンは式(1)で表される。

$$L_b/L_v = k + 0.5 \quad (k=1, 2, 3, \dots) \quad \dots\dots\dots(1)$$

これは、非減衰振動において残留振動が零となる特異点であり、連行移動荷重による繰り返し効果が消失することによる。加えて、2次共振点の消失するスパンは式(2)で表される。

$$L_b/L_v = 1/2 \cdot (k + 0.5) \quad (k=1, 2, 3, \dots) \quad \dots\dots\dots(2)$$

③ $L_b/L_v > 2.0$ の場合、共振ピークの動的応答倍率が小さくなる。これは、桁のたわみが複数台車により発生することにより荷重（台車）による繰り返し効果が薄れるためであると考えられる。

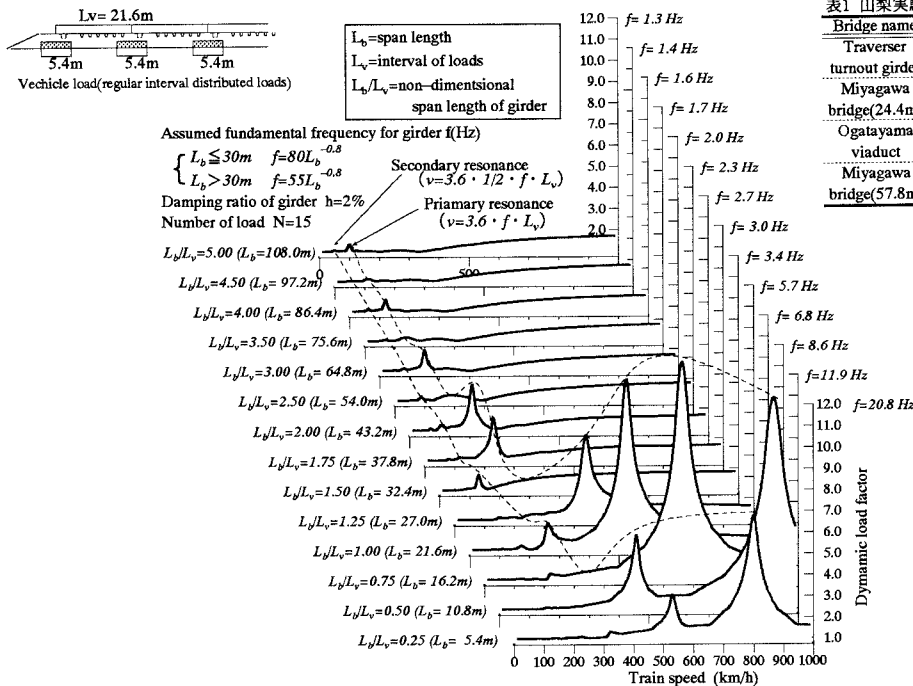


図1 列車速度と無次元化スパンが桁の動的応答倍率に及ぼす影響

表1 山梨実験線の主要橋梁

Bridge name	Type	Span
Traverser	PC	11.80
turnout girder	through	
Miyagawa bridge (24.4m)	PRC	24.40
Ogatayama viaduct	PRC	36.46
Miyagawa bridge (57.8m)	box	57.80
	box	

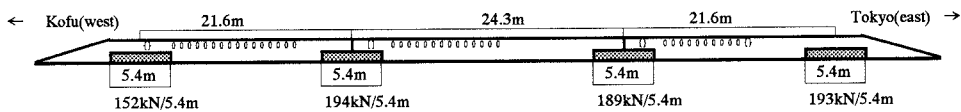


図2 山梨実験線浮上列車第1編成 (MLX001)

キーワード：超電導磁気浮上式鉄道，ガイドウェイ構造物，動的応答，動的解析
 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 TEL 042-573-7279 FAX 042-573-7472

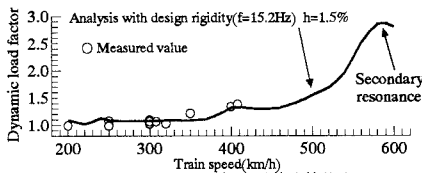


図3 トラバサ桁の動的応答倍率
($L_b=11.8m$, $L_b/L_v=0.55$)

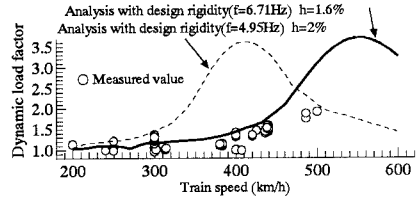


図5 宮川橋梁(24.4m)の動的応答倍率
($L_b=24.4m$, $L_b/L_v=1.13$)

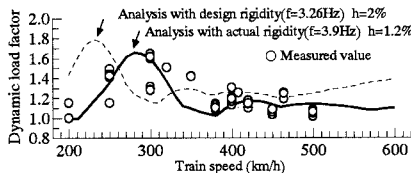


図4 小形山高架橋の動的応答倍率
($L_b=36.46m$, $L_b/L_v=1.69$)

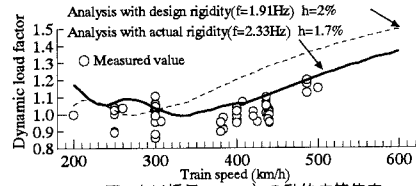


図6 宮川橋梁(57.8m)の動的応答倍率
($L_b=57.8m$, $L_b/L_v=2.68$)

3. 桁の動的応答と設計法 実構造物の動的応答を検討するために、図2に示す浮上車両(MLX01型第1編成)を用いて約60回の走行試験を実施した(単線走行)。測定橋梁の一覧を表1に示す。2章で示した桁の無次元化スパン L_b/L_v の範囲を考慮して、11.8m～57.8mの4種類の単純桁橋梁について測定した。桁の動的応答倍率測定は、従来と同様にスパン中央部のたわみ量から算出した。

併せて、線路構造物の汎用構造解析プログラム DIARIST(Dynamic and Impact Analysis for Railway Structure)を用いてモデル化した。以下に、各スパン毎の橋梁の動的応答特性とその設計法を述べる。

3.1 短スパン橋梁($L_b/L_v < 1.0$) 図1に示すように、1次共振速度は設計速度 550km/h を超える十分高い位置にあり、2次共振が動的設計の検討対象となる。トラバサ桁($L_b=11.8m$, $L_b/L_v=0.55$)の測定及び解析結果を図3に示す。590km/hのピークが2次共振点であり、設計速度 550km/h よりも高い位置にあることが分かる。従来の非構造部材を構造断面として考慮し、経済的な設計を可能としている。また式(2)より、 $L_b=16.2m$, $L_b/L_v=0.75$ となるスパンでは、2次共振点が消失する経済的なスパンとなる。

3.2 中スパン橋梁($1.0 \leq L_b/L_v < 2.0$) この範囲の橋梁では、図1に示すように供用速度において1,2次共振から逃れることが困難である。また、繰り返しの影響も大きいので、動的設計上は最も不利となる。

(1)共振を回避する設計 式(1)で示される1次共振の消失するスパンを利用し、共振を回避する設計が可能である。山梨実験線「標準桁」である小形山高架橋($L_b=36.46m$, $L_b/L_v=1.69$)の測定結果及び解析結果を図4に示す。1次共振ピークは、非構造部材が剛性に寄与したため 250km/h から 300km/h にシフトしている。その速度領域における測定値にも、1次共振に対応した応答の増大が認められる。 L_b/L_v が1.5に近いので、1次共振点の最大応答倍率は1.6と、後述する宮川橋梁(24.4m)に比較して小さな値となった。

(2)共振を前提とした設計 地形上の制約等から、 L_b/L_v が1.0に近いスパンを選択せざるを得ない場合も生じる。浮上式鉄道列車荷重が新幹線列車荷重に比べて小さいこと(約1/3)、列車荷重/死荷重比が0.25程度(宮川橋梁 $L_b/L_v=1.16$ の場合)を考慮すれば、動的応答倍率を適正に評価することにより、新幹線橋梁より経済的な設計が可能であるといえる。宮川橋梁($L_b=24.4m$, $L_b/L_v=1.13$)の測定結果および解析結果を図5に示す。 L_b/L_v が1.0に近く、供用速度内に1次共振点を含むため、動的応答倍率 4.0 を見込んで設計された。本橋梁に付加された高剛性のトンネル緩衝工(非構造部材)の影響で、共振ピークは 400km/h から 520km/h にシフトしており、結果的に1次共振から逃れることとなった。よって、測定値は完全なピークを捉えるまでには至っていないが、増加傾向はよく捉えている。測定された最大の動的応答倍率は1.7であった。

3.3 長スパン橋梁 $L_b/L_v=2.0$ 以上では、図1に示すように1,2次の共振から逃れることは不可能であるが、荷重の繰り返しの影響は受けにくい。宮川橋梁($L_b=57.8m$, $L_b/L_v=2.68$)の測定結果及び解析結果を図6に示す。共振ピークにシフトが見られたため、各速度においては設計よりも若干小さな動的応答倍率が測定された。

4. まとめ 本研究では、浮上式鉄道橋梁の動的特性を数値解析及び実橋測定により明らかにした。また、その設計法について論じ、浮上式鉄道は新幹線に比べて経済的な橋梁設計が可能であることを示した。今後は各構造物について、車両と構造物との動的相互作用を考慮した解析³⁾などにより詳細な検討を加え、乗心地などの機能性を含むシステム評価を行い、ガイドウェイ構造物の最適設計を進めていく予定である。

謝辞 現地測定にあたり、リニア PT、山梨実験センター、(株)BMC の皆様には多くのご助言、ご指導を頂きました。ここに深甚に謝意を表します。なお、本件は国庫補助を受けて実施されました。

文献 1)松浦幸夫：高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1074，1978.3 2)石橋忠良，長田晴道：コンクリート橋の衝撃係数(新幹線)，構造物設計資料，No.68，pp.3-7，1981.12 3)曾我部正道，古川教，松本信之，浦井一，田辺誠：超電導磁気浮上列車とガイドウェイ構造物との動的相互作用解析，鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，pp.175-180，1994.12