

## 鋼鉄道橋の横揺れの原因と対策について

東日本旅客鉄道株式会社 正会員 本廣 竜三  
 東日本旅客鉄道株式会社 正会員 後藤 英之  
 東日本旅客鉄道株式会社 水島健太郎

### 1. はじめに

現在、大宮支社で保守管理している下路トラス形式の橋りょうにおいて大きな横揺れが発生している。橋桁の横揺れは主に乗り心地や列車走行安全性に対して問題となるが、過去の検査履歴から変位量は管理基準値内であり、現時点で軌道保守上の目立った影響は指摘されていない。

しかし、平成9年に防風柵が設置された頃から顕著になってきた変状であり、今後の維持管理を考えるうえで原因の把握と適切な措置が求められる状況である。

そこで、今回変位量測定と応力測定及びFEM解析により横揺れの原因と対策について考察したので以下に報告する。

### 2. 現状

列車走行時の桁の動きを把握するため、桁中央左右に設置した光学式変位計によりたわみと横揺れを測定し、ダイヤルゲージにより可動沓の変位量を測定した。

測定波形から、左右のたわみと可動沓の動きに位相差が認められた。また、列車通過後も横揺れが継続しており収束までには90秒ほど要していることがわかった。

測定結果を管理限界値と比較したところ許容範囲内に収まっており、揺れの程度は平成11年の測定結果とほぼ同水準で推移していると考えられる。以下に、算出式と当該桁における限界値を示す。

$$\delta = \frac{L}{1000} = \frac{77.5}{1000} = 77.5\text{mm} \quad (1)$$

ここに、 $\delta$ ：たわみ量、 $L$ ：支間長（m）

$$a \leq \frac{9.93}{\left(\frac{v}{L}\right)^2 + 4n_h^2} = 1.52\text{cm} \quad (2)$$

ここに、 $a$ ：横揺れの限界値（半振幅）（cm）

$v$ ：列車速度（m/sec） 80km/h

$L$ ：支間長（m）

$n_h$ ：横揺れの振動数（Hz） 1.25Hz

また、応力測定ではスパン中央部の横桁で最大値 20MPa が検出されたが、耐力的には問題のない範囲であると考えられる。防風柵にも応力伝達が見られるが最大でも 12MPa 程度であった。

### 3. 原因の推定

たわみと可動沓の波形で位相差が認められることから、左右の添加設備が振動形態に影響を及ぼしている可能性があるものの、過大な応力は発生していないため横揺れの主要因ではないと考えられる。

キーワード：下路トラス・横揺れ・スピードアップ・共振

連絡先：〒331-9555 埼玉県さいたま市錦町 434-4 Tel 048-642-7406 Fax 048-642-7427

表 - 1 対象橋りょうの諸元

構造形式	下路曲弦トラス
支間長(m)	77.5m
主構中心間隔(m)	5.0m
主構高(m)	8.0~12.5m
桁重量(t)	235.51t
橋側歩道重量(t)	17.79t
遮風柵重量(t)	13.18t
しゅん功年月	1940年7月(経年61年)

表 - 2 桁中央部のたわみと横揺れ量

測定項目	位置	測定結果(単位:mm)			
		1回目	2回目	3回目	
たわみ	左側	10.6	10.3	10.7	
	右側	10.7	11.3	11.0	
横揺れ	左側	最小	-9.6	-5.4	-9.7
		最大	8.5	8.4	8.1
	右側	最小	-8.6	-7.0	-7.2
		最大	10.3	9.0	10.7

当該桁は主構高が比較的高く、上横構や橋門構に用いられている部材がスリムなため横剛性が低いことが推測される。また、過去の履歴を検証すると、平成4年に下横構吊り材の破断が発見され溶接による補修が行われている。この変状は部材の横振動による疲労によって発生するものであり、補修から数年を経て再び部材の疲労が顕著になってきている可能性がある。

当該橋りょうを有する線区では、昭和60年の電化開業以降に最高速度が65km/hから95km/hに向上されている。昭和61、62年には同橋りょうにおいて橋脚の異常振動、上路鈑桁の横揺れという事象が発生していたことも判明した。そして、いずれも共振と見られる振動であると指摘されており、今回の事象においても列車速度の違いによって横揺れの程度が異なることがわかっている。

以上から、桁と車両の固有振動数の一致による共振を振動の主要因として捉え、理論値と実測値を比較した。車両の固有振動数については、桁に与える衝撃の間隔を3パターン検討し理論式から算出した。その結果、実測による桁の固有振動数と比べて上下0.15Hzの

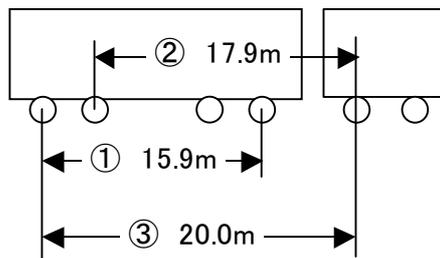


図-1 車両による衝撃の間隔

範囲に収まっていることがわかる。また、当該桁に列車荷重を載荷した状態でモデル化しFEM解析をした結果、1次の振動モード図が実橋の横揺れを再現しており、固有振動数も1.27Hzで実測値と近似した値が得られた。これらから若干の差があるものの、横揺れの状況としては共振であると考えて良いと思われる。なお、理論値と実測値及び解析値の固有振動数が一致しないのは、正確な衝撃の間隔や解析モデルの妥当性のほか、測定時の揺れが完全な共振かどうかによって変動する要素があるためである。

表-3 車両と桁の固有振動数の比較

種別	算出方法	固有振動数 (Hz)		備考	
		柵無し	柵有り		
車両	理論値	①	1.40	列車速度 80km/h	
		②	1.24		
		③	1.11		
桁	実測値	1.25		列車速度81km/h	
	FEM解析	1次モード	1.27	1.28	左右の揺れ
		2次モード	2.25	2.26	上下左右に傾く揺れ
		3次モード	2.68	2.68	上下の揺れ

$$\text{固有振動数 (Hz)} : \frac{v}{3.6 \cdot S} \quad v: \text{列車速度 (km/h)} \quad S: \text{衝撃の間隔 (m)}$$

#### 4. 測定結果と考察

共振により揺れが増幅されていることが最も可能性が高いと考えられるため、通過速度の異なるケースで変位量を測定した。図-2はその結果を全振幅で示すものであり、通過速度が82km/hの付近で最大変位となり、75km/h以下になると10mmを下回る。また、速度が低い場合は変位量が小さいだけでなく、減衰も早くなっている。以上から、当該桁では横揺れしやすい性状に共振が加わって振動が増幅されたと考えられる。

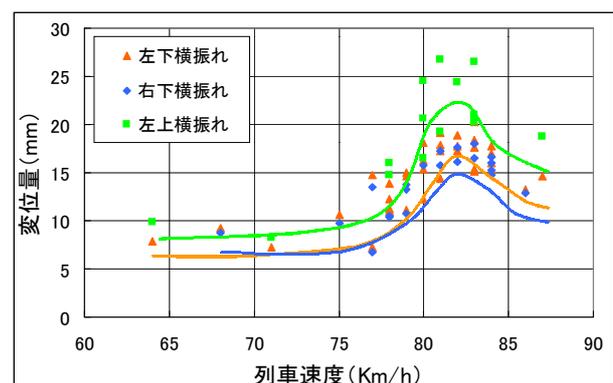


図-2 横揺れの速度 - 変位量相関図

#### 5. まとめ

今回の報告では、横揺れを大きくしている原因は把握できたものの、その原因とメカニズムについては未解明な点を残した。従って、通過速度を考慮することで揺れの低減は可能になるが抜本的な解決が図れるものではない。今後の保守管理にあたっては通過速度を見直すべきであるが、困難な場合は可動柵とたわみの位相差の改善により横揺れが解消されるかどうかを検証し、その結果を元にさらなる原因究明を行うべきである。