

長支間鋼少数主桁橋の耐風特性

日本道路公団* 渡辺 二夫 トピー工業** 正 員 播金 昭浩
日本道路公団* 黒田 健二 トピー工業** 正 員 成田 直矢

1. はじめに

近年、経済性・耐久性に優れた橋梁として鋼少数主桁橋の建設事例が急速に増加しており、支間長50m以上の橋梁にも適用されている。鋼少数主桁橋は従来のプレートガーダー橋に比べ、ねじれ剛性が低いことから、風によるねじれ振動に対する耐風性能評価が必要となる。

本稿では最大支間長64.7mの12径間連続鋼少数主桁橋での耐風性能検討結果について報告する。

2. 対象橋梁の概要

本橋は平面線形R=2600m、橋脚高さ45m、半壁高欄形式の曲線橋であり、その他の構造諸元を表-1に示す。

表-1 構造諸元

項目		諸元
全体構造	支間構成	44.9m + 60.6m + 3@64.7m + 6@61.0m + 54.0m
	最大支間長	64.7m
	支承	ゴム支承
断面形状	総幅員	10.8m
	桁高	2.95m
	横桁高	0.7m
	床版厚	320mm
	主桁間隔	5.9m

3. 検討概要

検討は 事前検討 → 固有振動数の算出 → 風洞試験 → 実橋測定 → 耐風性能評価 の流れで実施した。

固有値解析は耐風対策検討と風洞試験に必要な諸元算出を目的として、12径間の半分の6径間を3次元FEMでモデル化し、舗装・横構・対傾構の有無、平面線形等をパラメータとして解析を行った。

風洞試験は縮尺1/16の部分模型を用い、一様流に対して風向・迎角($0^\circ \pm 3^\circ$)および構造減衰値(0.02~0.05)を変化させて試験を実施した。また、落下物防止柵の設置による影響確認試験も実施した。

実橋での固有振動数および構造減衰は橋面舗装

施工後に常時微動（速度、変位波形）を計測した。固有振動数は周波数解析（フーリエスペクトル）、構造減衰はRD法¹⁾による対数減衰率から算定した。

4. 検討結果

4.1 固有振動数²⁾

表-2に固有値解析条件、表-3にたわみ1次およびねじれ1次モードのFEM固有値解析結果と実橋計測結果を示す。

表-2 固有値解析条件

ケース	1	2	3	4	5	6
支間中央部下横構 ¹⁾	-	有	有	有	有	有
支点部下横構 ¹⁾	-	-	有	有	-	-
支間中央、支点部 ¹⁾ 対傾構	-	-	-	有	-	-
検査路 ²⁾	有	有	有	有	有	-
舗装 ²⁾	有	有	有	有	-	有
平面線形	曲	曲	曲	曲	曲	直

1 横構、対傾構は支点部両側横桁間1パネル、支間中央部横桁間2パネルに設置

2 舗装、検査路は重量のみ考慮、剛性は無視

表-3 固有振動数〔計算値（計測値）を示す〕

ケース	たわみ1次	ねじれ1次	ねじれ/たわみ
1	1.50	1.74	1.16
2	1.50(1.48)	1.74(1.88)	1.16(1.27)
3	1.50	1.92	1.28
4	1.50	1.92	1.28
5	1.59	1.81	1.14
6	1.51	1.75	1.16

表-3より、横構を支点付近に設置することでねじれ振動数は10%程度上昇するが、支間中央に設置した場合および対傾構設置ではたわみ、ねじれ固有振動数にほとんど影響を与えないことがわかった。

また、ケース1と6の比較より、R=2600m程度の曲線桁は直線橋と差異がないこと、ケース2と5の比較より、舗装の影響が5%程度であることがわかった。計算値と計測値はたわみでは約2%、ねじれでは、約8%の差異が生じているが、ほぼ妥当な固有振動数が計測できたものと思われる。

キーワード：少数主桁橋、ねじれ振動、常時微動

連絡先：* 〒980-0021 仙台市青葉区中央3-2-1 青葉通プラザ TEL 022-711-6411

** 〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1番地 TEL 0532-25-9554

4.2 風洞試験結果

迎角 -3° ，たわみ，ねじれ構造減衰 0.02 での風速 - 振幅曲線を図 - 1 に示す。実橋の耐風性能評価上，最も不利となるたわみ，ねじれ発散振動の発振風速と渦励振の開始，共振風速および振幅を整理した結果を表 - 4 に示す。振幅についてはモード形状による補正（係数 1.47）を加えた値を示した。発散振動発振風速はたわみ発散振動は実橋片振幅が 108mm を超過する風速，ねじれ発散振動は実橋片振幅が 1° を超過する風速とした。

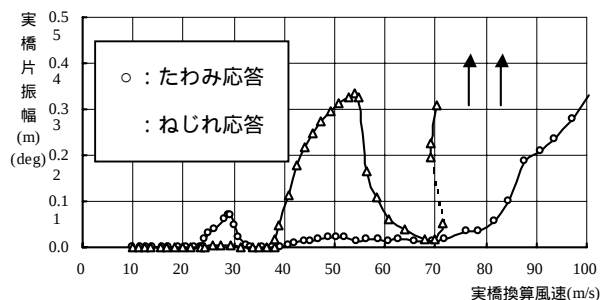


図 - 1 風速 - 振幅曲線

表 - 4 発現風速および振幅応答値

たわみ，ねじれ 最大応答値		構造減衰 0.02		構造減衰 0.04	
		たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
渦励振	開始風速(m/sec)	24.0	39.2	24.2	45.4
	共振風速(m/sec)	29.5	50.0	28.2	51.8
	共振振幅(mm, °)	104	>5.15	40	4.15
発散振動発振風速(m/sec)		70.8	68.9	71.8	73.9

図 - 1，表 - 4 より，低風速域でのたわみ渦励振およびねじれ渦励振による応答値が大きく，初通過破壊，疲労等の詳細な検討を行う必要があることがわかった。また，落下防止柵を設置した試験結果は構造減衰 0.04 でたわみ，ねじれ共に渦励振は消滅し，構造減衰 0.02 ではたわみ，ねじれ渦励振振幅は減少し，安定化されることが確認できた。

4.3 構造減衰計測結果

図 - 2 に常時微動速度波形から RD 法により作成したねじれの自由振動波形，図 - 3 に構造減衰推定曲線，表 - 5 に速度および変位波形から推定した構造減衰値を示す。

表 - 5 構造減衰推定値

構造減衰	速度波形より算出	変位波形より算出
たわみ 1 次	0.0133	0.0133
ねじれ 1 次	0.0434	0.0586

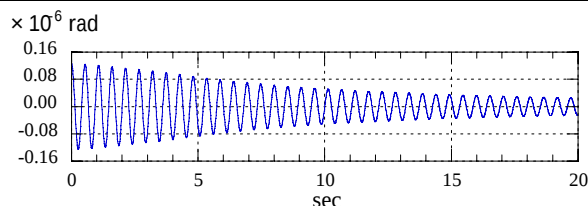


図 - 2 自由振動波形（6148 サンプル）

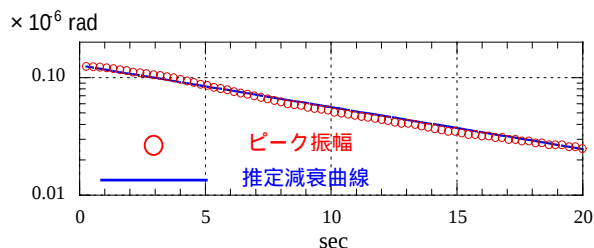


図 - 3 構造減衰推定曲線（ $\delta=0.0434$ ）

少数主桁橋での計測例は少ないが他橋で計測されている構造減衰値³⁾（たわみ：0.04～0.07，ねじれ：0.04～0.09）と比較すると，今回のねじれに対する構造減衰計測値はほぼ下限値となっているが，たわみに対する構造減衰計測値は非常に低い結果となっている。これは，計測方法および減衰の振幅依存性に起因するものと考えられ，今後の実測データの蓄積が望まれる。

4.4 耐風性能評価

照査風速設定に用いる地表粗度区分は架橋地点周辺状況および近隣の気象台測候所データを用いた極地解析結果より，と分類した。発散振動振動照査風速は耐風設計便覧値を用い，渦励振照査に対する照査風速は振幅がこれまでの桁橋に比べ大きいことから安全側の照査として，たわみ渦励振に対して安全率（1.2）を考慮，ねじれ渦励振に対して安全率（1.2）と変動風速補正係数（1.2）を考慮して設定し，開始風速に対して照査した。

発散振動に対しては，たわみ，ねじれともに発振風速が照査風速以上となり問題ないことが確認できた。限定振動に対しては，ねじれ渦励振開始風速が照査風速以上となることが確認できた。たわみ渦励振については照査風速以下で渦励振が発生するが，疲労（耐用年数 100 年）および初通過破壊（鋼材の許容応力度割増し係数 1.5）に対する追加照査を行った結果，問題ないことが確認できた。

5. まとめ

長支間の鋼少数主桁橋の耐風性能照査を実施し，安全性を確認することができた。また，追加部材，平面線形および舗装による固有振動数への影響も確認することができた。本検討に際し，多大なるご協力とご助言をいただいた三菱重工業 所 氏に深く感謝いたします。

6. 参考文献

- 1) 田村，佐々木，塚越：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造工学論文集 第 454 号，1993.12
- 2) 市瀬，山田，宮田，勝地：少数主桁橋の振動特性評価に関する研究，土木学会第 56 回年次学術講演会（平成 13 年 10 月）
- 3) （財）高速道路技術センター：平成 13 年度第二東名高速道路 PC 床版鋼 I 桁橋における耐風対策検討 委員会資料