

宿茂高架橋の実橋振動試験

雨 森 慶 一*¹ 中 嶋 浩 之*² 岡 田 創*³

宿茂高架橋は、中央支間85mを有する国内最大規模となる2主桁橋である。2主桁橋は、横構および対傾構を省略し横方向部材に簡易な横桁のみとすることで構造を簡略化し、経済性を発揮している。このため、従来の多主桁橋に比べ、ねじれ剛性が小さくなっており、風荷重に対する安定性が必ずしも良いとは言えない。そこで、橋梁の振動特性に大きく寄与する固有振動数と構造減衰を実橋での振動試験で確認した。本報告では、振動試験結果および試験に先立ち行ったFEM解析による固有振動数との比較結果について示す。

The Vibration Test of Sukumo Viaduct

Keiichi Amemori, Hiroyuki Nakajima, Hajime Okada

Sukumo Viaduct is located in Uchiko-Town, Ehime Prefecture, and crosses a steep valley. This viaduct is a 4-span-continuous steel twin-girder bridge with PC slab, having the span of 85m which is the maximum-class in domestic. To reduce the sectional force of girders, improve seismic performances and minimize maintenance work by the non-use of bearing structures, a rigid-frame structure, in which the girders on the intermediate support and the reinforced-concrete bridge piers are rigidly connected, has been adopted.

The stability of twin-girder bridge on the wind load is poor from torsional rigidity's being small in comparison with the traditional multi-girder bridges. So, the natural frequency and the structural damping were measured by the free vibration test in the actual bridge to clear the oscillation characteristics of the bridge. In this paper, it is shown about the result of vibration test, which is also compared with the eigen value by the FEM analysis.

1. まえがき

2主桁橋は、横構および対傾構を省略し、横方向部材に簡易な横桁のみとすることで構造を簡略化し経済性を発揮している。そのため最近では、支間長40~60mの橋梁形式として採用が増加している。宿茂高架橋は、中間支点において鋼上部工とRC下部工を剛結し、ラーメン構造とすることで2主桁橋の適用スパンを長スパン化している。中央スパンは85mを有し、同形式の橋梁としては国内最大規模である。一方、I桁橋は元々短径間の橋梁を想定していることから、道路橋耐風設計便覧¹⁾(以下、耐風便覧という)においても、ねじれ発散振動(以下、フラッターという)については耐風設計が不要とされている。そのため、2主桁橋の振動特性に言及した研究報告はほとんどされていないのが実状である。

本橋は、ジャッキアップ回転架設工法²⁾を用いて桁架設を行ったが、ジャッキアップ架設時に桁が空中に60m程度

突出するため、3次元全橋模型を用いた振動実験を行い耐風安定性の確認を行った³⁾。完成系においてもねじれ剛性が小さいことから、耐風便覧による照査式を用いて耐風安定性の照査を行うとともに2次元部分模型を用いた風洞実験により確認を行った。風洞実験結果については別の機会に報告することとし、本報告では、耐風安定性の諸条件となる振動特性(固有振動数、構造減衰)の確認と、本橋梁形式におけるデータ蓄積を目的として行った実橋振動試験の結果について述べる。

2. 振動試験

2.1 試験時期

振動試験は、平成12年3月30に自由振動試験、平成12年5月29日に常時微動計測を行った。計測時の宿茂高架橋の

*1 橋梁設計部次長

*2 橋梁設計部主任

*3 (株)泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所副主任

施工状況は、自由振動試験時は床版、壁高欄の施工が完了している状態（舗装施工前）、常時微動計測時は舗装工事が完了し、全死荷重が載荷された状態である。

2.2 計測システムと計測位置

振動計測のセンサーは速度計（東京測振）を用い、専用アンプにて増幅した電圧出力をサンプリング周波数100Hz（時間刻み：0.01sec）でA/D変換し、パソコンにデータを収録した。計測対象とする振動モードは、たわみ1次モードおよびねじれ1次モードとし、中央支間P2～P3間の支間中央C22の横桁ラインに2カ所、基準点としてP3上に1カ所の合計3カ所に、感度方向を上下方向として設置した。データ収録のブロック図をFig.1に、Fig.2にセンサーの設置位置を示す。

2.3 加振方法および計測ケース

自由振動試験は、路面に敷いたゴム板（約100mm）の段差から試験車（25tクレーン）の後輪を脱落させ、この時の衝撃により加振を行った。試験車は、C22からP3方向に走行させ、ねじれモードの加振は、G1桁上で片側みの後輪を脱落、たわみモードの加振は、桁間中央で両輪

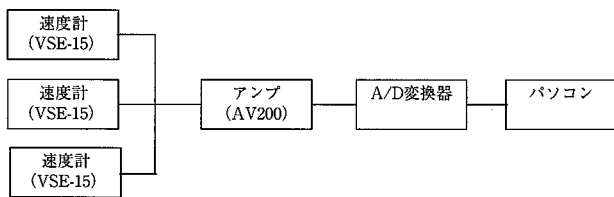


Fig.1 データ収録のブロック図

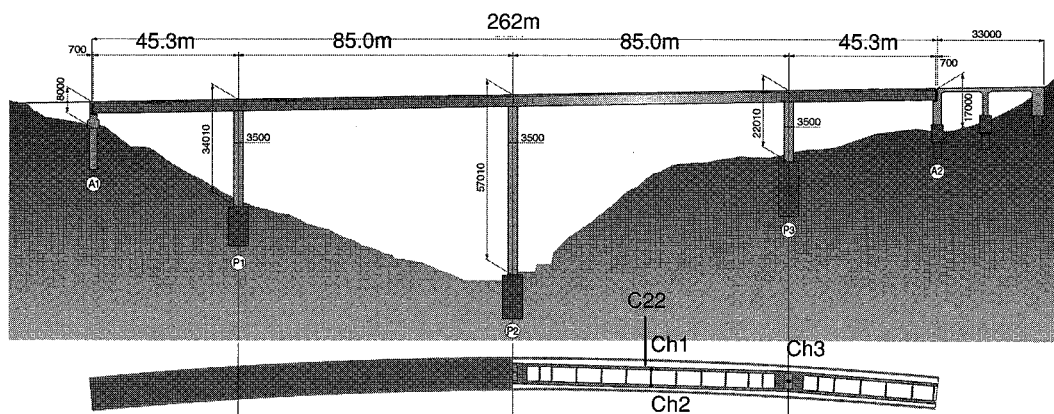
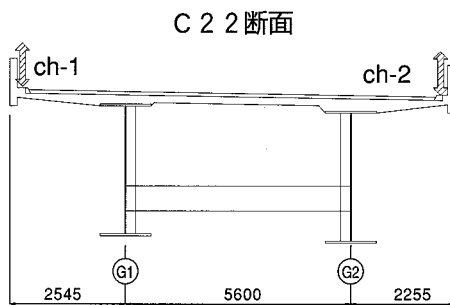


Fig.2 センサー設置位置図

を脱落させ行った。計測ケースの一覧をTable 1 に示す。

また、常時微動計測は、自由振動試験と同様の計測位置にて真夜中に行った。

3. 固有振動数および構造減衰

計測した振動波形をFig.3に示す。

3.1 固有振動数

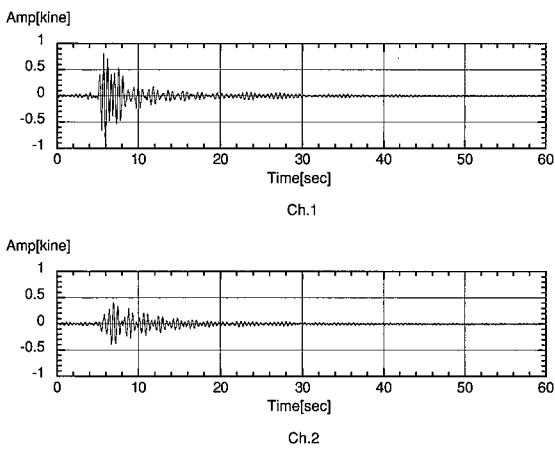
それぞれの振動波形よりパワースペクトル密度⁴⁾（振幅の2乗和）を求め、卓越振動数を読みとり、地覆に設置した速度計Ch1, Ch2の位相より、たわみ1次モードとねじれ1次モードを特定した。常時微動計測波形のパワースペクトル密度は、計測範囲を7分割し、それぞれのフーリエ変換結果を平均したものより求めた。常時微動波形によるパワースペクトル密度の卓越振動数は比較的安定しており、たわみ1次振動数は1.7Hz、ねじれ1次振動数は2.1Hzとなった。Fig.4にパワースペクトル密度を示す。また、Fig.5にフィルターをかけたCh1, Ch2波形をかさね合わせた同位相、逆位相の波形を示す。

3.2 構造減衰

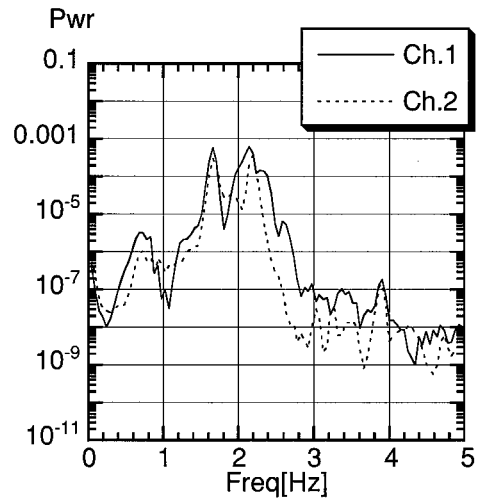
自由振動波形からの構造減衰の算定においては、固有振動数付近を通過帯域としたバンドパスフィルターをかけた波形を用いた。Table 2 にフィルターの設定条件を示す。また、この時の波形をFig.6に示す。各ケースの構造減衰は、縦軸を振幅Yの対数、横軸を波数Xとして片対数グラフにプロットし、これを最小2乗近似した直線 $\ln Y = -\alpha X + \beta$ の傾き α より対数減衰率 $\delta (\alpha = \delta)$ を求めた。Fig.6に示す波

Table 1 振動計測一覧

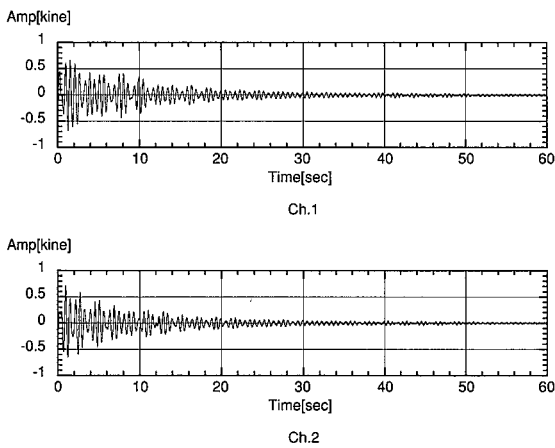
計測	ケース名	サンプリング	計測時間	データ点数	加振方法
自由振動	FA-1	100Hz	60sec	6000	クレーンの片輪脱落
	FA-2				
	FA-3				
	FA-4				
	FA-5				
常時微動	FB-1	600sec	60000	—	クレーンの両輪脱落
	FB-2				
	FB-3				



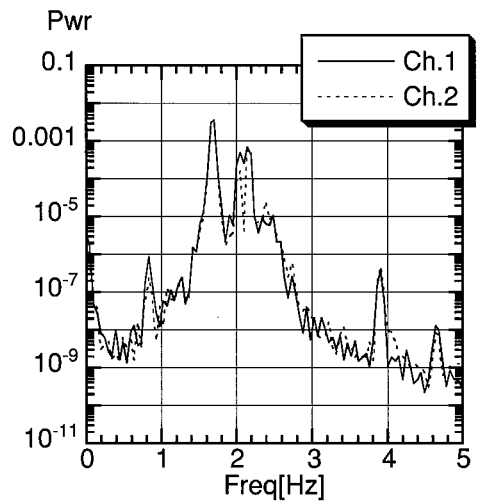
a) 自由振動FA-1



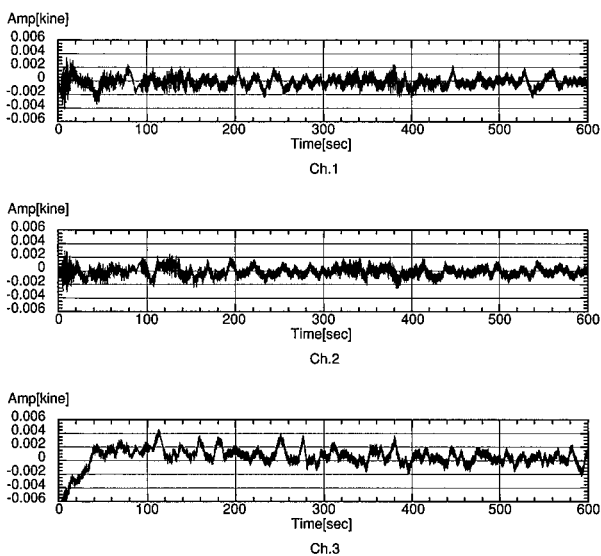
a) 自由振動FA-1



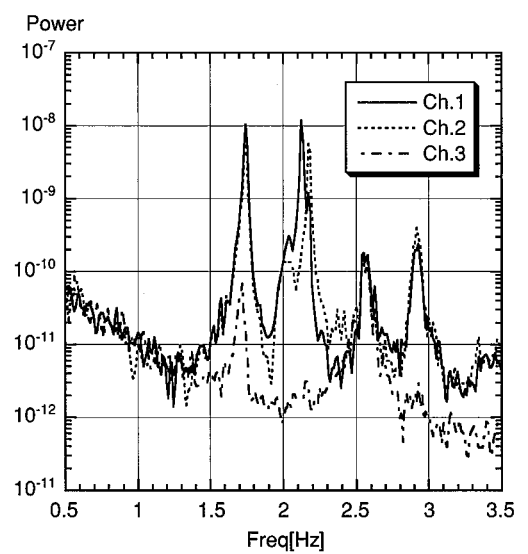
b) 自由振動FB-1



b) 自由振動FB-1



c) 常時微動M-1



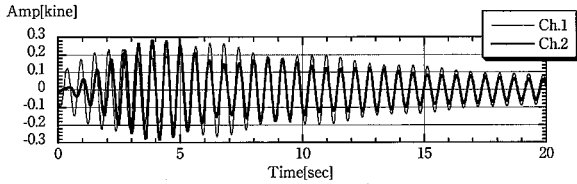
c) 常時微動M-1

Fig.3 計測振動波形

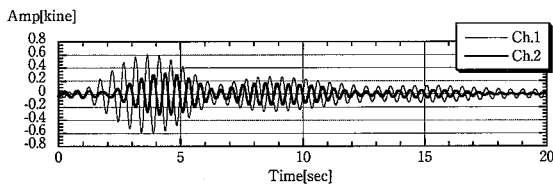
Fig.4 パワースペクトル密度

Table 2 フィルター設定条件

振動モード	固有振動数 (Hz)	通過帯域 (Hz)
たわみ1次モード	1.7	1.5~1.8
ねじれ1次モード	2.0~2.2	2.0~2.3

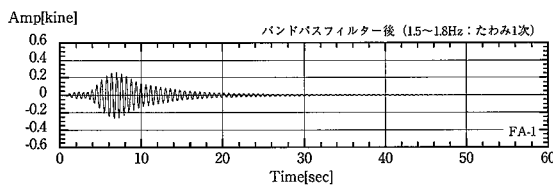


a) 自由振動FA-5 1.7~1.9Hz (同位相)

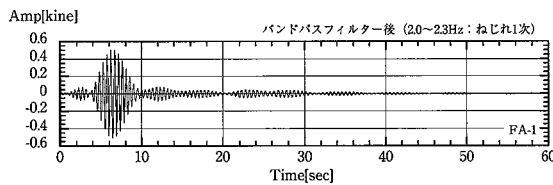


b) 自由振動FA-5 1.9~2.2Hz (逆位相)

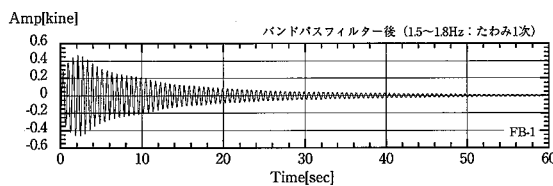
Fig. 5 Ch1, Ch2 かさね合わせ波形



a) 自由振動FA-1 たわみ1次



b) 自由振動FA-1 ねじれ1次



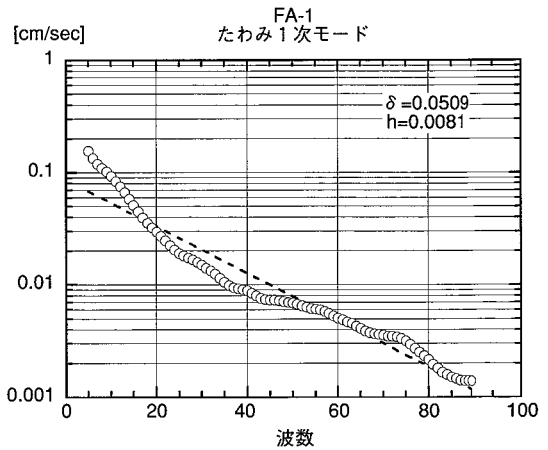
c) 自由振動FB-1 たわみ1次

Fig. 6 バンドパスフィルター後の波形

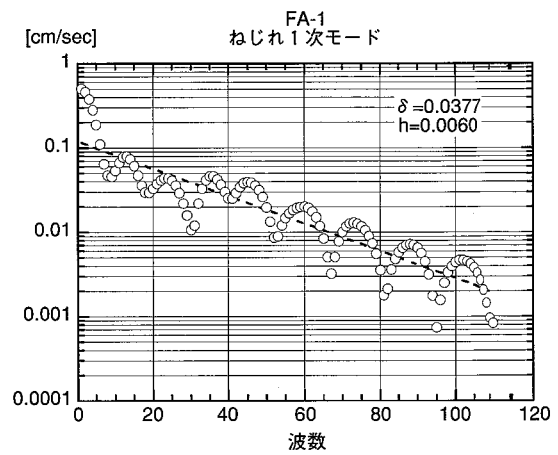
形の振幅と波数の片対数グラフをFig. 7に示す。対数減衰率 δ は0.03~0.06となっており、たわみ1次モードで0.04、ねじれ1次モードで0.03の対数減衰率を確保できるものと考えられる。

常時微動波形からの構造減衰の算定においては、パワースペクトル密度からハーフパワー法⁹⁾により計算した。常時微動波形から求めた構造減衰のほうが小さな値を示しているが、これは振幅が非常に小さいことによるものと考えられ、振動問題に寄与する構造減衰としては、自由振動波形によるほうが適当と思われる。

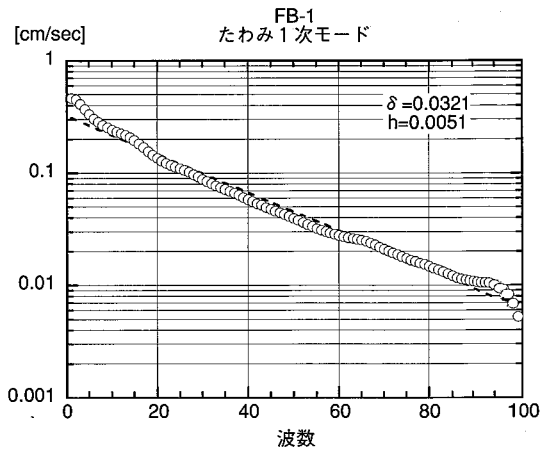
Table 3 に各ケースの固有振動数および対数減衰率を示



a) 自由振動FA-1 たわみ1次



b) 自由振動FA-1 ねじれ1次



c) 自由振動FB-1 たわみ1次

Fig. 7 波数と振幅の片対数グラフ

Table 3 固有振動数および対数減衰率

計測	ケース名	たわみ1次モード		ねじれ1次モード	
		固有振動数(Hz)	対数減衰率 δ	固有振動数(Hz)	対数減衰率 δ
自由振動	FA-1	1.7	0.051	2.2	0.038
	FA-2	1.7	0.052	2.2	0.044
	FA-3	1.6	0.041	2.2	0.033
	FA-4	1.7	0.053	2.1	0.043
	FA-5	1.7	0.049	2.1	0.040
	FB-1	1.7	0.032	2.2	-
	FB-2	1.7	0.040	2.2	-
常時微動	M-1	1.7	0.038	2.1	0.023
	M-2	1.7	0.032	2.1	0.034

す。

4. FEM解析

本橋のように複雑でない構造では、最低時のたわみおよびねじれの固有振動数、構造減衰が卓越するものと考えられる。そこで、耐風便覧に示される照査式により耐風安定性を確認するため、全橋FEMモデルを用いた固有値解析を行い、空力振動の対象となる1次の振動モードに対する固有振動数を求めた。FEM解析は、2種類の構造モデルについて行った。

モデル1：中間支点部の剛結範囲を考慮したPC床版を含む上部構造のみをモデル化した構造

モデル2：モデル1に下部工を考慮した、上下部一体構造
鋼桁にはシェル要素、横桁には棒要素、床版・ハンチにはソリッド要素を用いた。なお、モデル化には、壁高欄・地覆および舗装の影響は考慮していない。床板と鋼桁は完全合成として解析を行った。

上部構造のみをモデル化したモデル1では、たわみおよびねじれの1次モードが最低次数で見られた。上下部一体のモデル2では、下部工の水平変位に起因するモードが低次で見られ、上部工の鉛直方向の振動モードを特定するのに多少困難を要した。Table 4に固有振動数の解析結果を示す。Fig. 8にモデル2におけるねじれ1次モード図を示す。振動試験より得られた固有振動数と比較すると、たわみ振動数で10~15%、ねじれ振動数で5%程度の誤差であった。固有振動数の算出には、壁高欄の剛性および舗装の重量の影響を反映させたFEM解析を行ったほうがより現実的になるものと考えられる。

5. 耐風安定性の照査

2主桁橋はその構造から、多主桁橋に比べねじれ剛性が低下しており、耐風安定性として、特にフラッターの発生

Table 4 FEM解析による固有振動数

振動モード	モデル1 (Hz)	モデル2 (Hz)	振動試験 (Hz)
たわみ1次モード	1.85	1.95	1.7
ねじれ1次モード	2.02	2.00	2.1

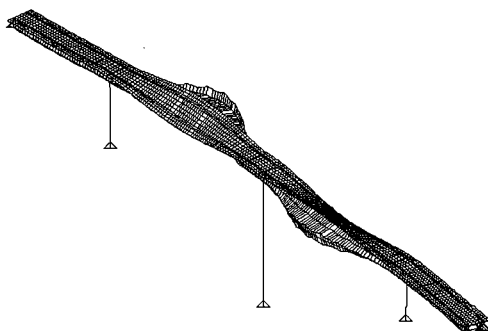


Fig. 8 モデル2 ねじれ1次モード図

が懸念された。動的な耐風安定性の照査には、①架設地点に吹く風の特長（場所、強さ）、②照査対象となる橋梁の動的な構造特性である振動特性を算定すること、③風から受ける動的な空力特性を推定すること、を元に行う。その方法としては、推定式を用いる方法および風洞試験を実施する2方法がある。推定式による手順を以下に示す。

①架設地点における地表状況、高度および自然風の変動特性を考慮したフラッターの照査風速 U_{rf} を次式により算出する。

$$U_{rf} = 1.2 \cdot Er1 \cdot U_d$$

ここに、 $Er1$ ：自然風の変動に基づく補正值

$$U_d：設計基準風速 (m/s)$$

設計基準風速 U_d は、高度および地表粗度などの影響を考慮した10分間平均風速で表す。

$$U_d = U_{10} \cdot E1$$

ここに、 U_{10} ：基本風速 (m/s)

$$E1：高度および地表粗度に関する補正係数$$

宿茂高架橋の位置する内子町は、基本風速30m/s、地表粗度区分はⅢ~Ⅳ（安全側にⅢとして扱う）、高度は地表面より55mである。以上の条件より、設計基準風速 U_d は、

$$U_d = 30 \cdot 1.11 = 33.3 \text{ m/s}$$

フラッターの照査風速 U_{rf} は、

$$U_{rf} = 1.2 \cdot 1.2 \cdot 33.3 = 48.0 \text{ m/s}$$

となる。フラッターに対して、本橋が上記照査風速以下で発現しないことを確認することになる。

②振動問題では、対象となる構造物の固有振動数と振動モードに対応した構造減衰の寄与が大きい。固有振動数は各振動の発現風速に、構造減衰はその振幅に大きく影響することになり、固有振動数を正確に求め、次式によって対象とする橋梁のフラッター発現風速 U_{cf} を算出する。

$$U_{cf} = 2.5 \cdot f\theta \cdot B$$

ここに、 $f\theta$ ：ねじれの一次固有振動数 (Hz)

$$B：総幅員 (m)$$

振動試験およびFEM解析により、本橋のねじれ1次固有振動数は、2.0~2.1Hzと考えられ、照査では2.0Hzを用いて行うこととする。フラッター発現風速 U_{cf} は以下のようになる。

$$U_{cf} = 2.5 \cdot 2.0 \cdot 10.4 = 52 \text{ m/s}$$

以上のことから、本橋におけるフラッターに対する照査は、発現風速 U_{cf} (=52m/s) が照査風速 U_{rf} (=48m/s) より高いことが確認され、従って、フラッターに対する耐風安定性を有しているものと判断できる。

6. 2主桁橋の振動特性

2主桁橋の振動特性については、実橋試験により確認されているが、未だデータが少ないのが実状である。本橋を含め、振動試験結果^{5)~9)}が報告されている橋梁の固有振動数および構造減衰をTable 5に示す。ただし、参考文献7)は解析のみの結果である。Fig. 9に、最大支間長とねじれ

Table 5 振動特性データ

橋梁名	最大支間長 (m)	たわみ1次モード		ねじれ1次モード	
		固有振動数 (Hz)	対数減衰率δ	固有振動数 (Hz)	対数減衰率δ
ホロナイ川橋	53.0	2.3	0.045	2.6	0.040
千鳥の沢川橋	53.0	2.3	0.064	2.6	0.064
参考文献7)	74.3	1.18	—	1.67	—
日計平高架橋	48.5	2.39	0.063~0.069	2.59	0.063~0.094
利別川第一橋	86.5	1.25	0.041~0.046	1.32	0.081~0.083
宿茂高架橋	85.0	1.7	0.032~0.061	2.1	0.033~0.044

1次固有振動数の関係を示す。本橋以外は、ゴム支承構造である。最大支間長が大きくなるにつれ振動数は低下する傾向を示す。本橋のように剛構造とすることで、ゴム支承に比べ構造減衰は低下するが、ねじれ振動数は大きくなり、耐風安定性が改善される。また、たわみ1次振動数とねじれ1次振動数が比較的近接していることも2主桁橋の特徴として上げられるものと考えられる。

7. まとめ

宿茂高架橋の耐風安定性の諸条件となる振動特性の確認と本橋梁形式におけるデータ蓄積を目的として行った実橋振動試験より得られた知見を以下に示す。

- ①本橋のたわみ1次振動数1.7Hz, 対数減衰率0.04~0.05, ねじれ1次振動数2.1Hz, 対数減衰率0.03~0.04と推定される。
- ②たわみ1次振動数とねじれ1次振動数が比較的近接している (1.06~1.21倍)。
- ③剛構造はゴム支承構造に比べて構造減衰が小さい。
- ④FEM解析による固有振動数は、実橋の固有振動数を推定することができる。また、本橋はラーメン構造であるが、剛構造を考慮した上部工のみのモデル化としても、十分に固有振動数を推定することができるものと思われる。
- ⑤2主桁橋に剛構造を採用しラーメン構造とすることで、固有振動数は連続桁に比べて向上する。

謝 辞

最後に、振動試験に際してご指導を頂きました日本道路公団四国支社の皆様方、横浜国立大学・宮田利雄教授、山田均教授、勝地弘助教授に心より感謝の意を表します。

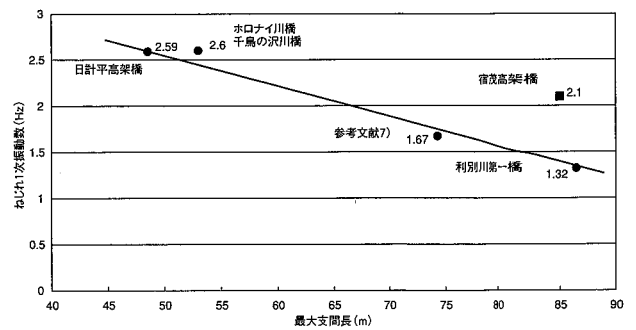


Fig. 9 ねじれ1次固有振動数の比較

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧 (1991.7)
- 2) 山岳橋梁架設技術検討グループ, 新井, 雨森, 五十畑, 濱田：ジャッキアップ回転架設工法における桁回転実験, 土木学会第54回年次学術講演会, I-A346 (1999.9)
- 3) 竹本, 高木, 宮田, 山田：小数主桁橋ジャッキアップ架設工法の耐風安定性に関する研究, 土木学会第53回年次学術講演会, I-B76 (1998.10)
- 4) 片山, 宮田, 国井：新体系土木工学10 建造物の振動解析, 技報堂, (1994.3)
- 5) 橋, 高橋, 山中, 吉岡, 牛島, 辻角：PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷試験, 土木学会第51回年次学術講演会, I-A341 (1996.9)
- 6) 大垣, 西尾, 山本, 石毛, 中村, 川尻, 長井：千鳥の沢川橋-PC床版連続合成2主桁橋-の実橋振動試験, 土木学会第54回年次学術講演会, I-B253 (1999.9)
- 7) 植田, 山口, 猪原：合理化構造型式2主桁橋梁の空力振動特性, 土木学会第55回年次学術講演会, I-B61 (2000.9)
- 8) 水口, 西星：PC床版連続合成2主桁橋 (日計平高架橋) の実橋振動実験, 土木学会第55回年次学術講演会, I-B103 (2000.9)
- 9) 中村, 宮越, 藤浪, 橋, 畠中, 枝元：利別川第一橋 (PC床版連続合成2主桁橋) の実橋振動試験, 土木学会第55回年次学術講演会, I-B108 (2000.9)