

鋼 2 主 I 桁橋の固有振動数算定法について

川田工業 正会員 ○枝元 勝哉
近畿大学 フェロー 米田 昌弘

1. はじめに

鋼少数 I 桁橋は、横構・対傾構を省略した合理化橋梁として近年数多く建設されている橋梁形式であり、2 次部材を省略することにより製作コストの低減を図っている。一方、2 次部材を省略した結果として、橋梁の全体ねじれ剛性は従来橋に比べて低下しており、最近では従来の桁橋では問題とされなかった風による振動現象(主としてねじれ渦励振)の発現性についても検討の必要性が指摘¹⁾されている。

風による振動応答特性を検証する際には、対象とする橋梁の一次固有振動数を求める必要があり、理想的な手段として全橋 FEM モデルによる固有値解析が挙げられる。しかしながら、実務的な観点からは、極力簡便な手法を用いて精度良く固有振動数を算定出来ることが望ましい。本研究は、鋼 2 主 I 桁橋を対象として、実務設計者が比較的容易に固有振動数を算定することが可能な手法について提案するものである。

2. 計算手法

2 主桁橋の風による振動を検証する際には、対象橋梁の鉛直一次たわみ振動数 f_n とねじれ一次振動数 f_θ を推定する必要がある。本研究では、これらの振動数を算定するにあたり、図-1 に示す 2 主桁断面を仮定する。

(1) 固有振動数の算定式

はじめに、壁高欄を含む床版部材を鋼換算した上

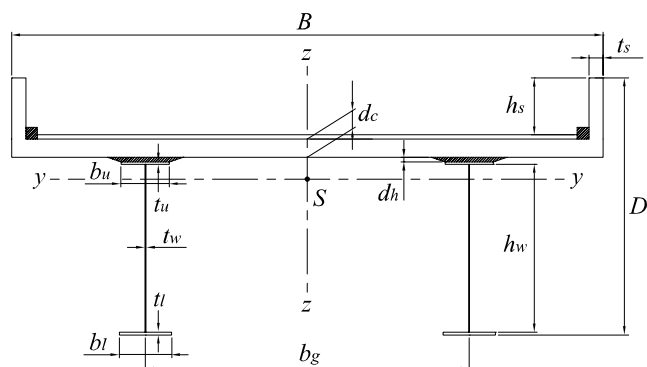


図-1 対象とする 2 主桁断面

で合成断面の中立軸位置 S を求め、よく知られた以下の式に従って鉛直たわみ一次振動数 f_n を計算する。

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI_y}{w/g}}, \quad (n=1) \quad (1)$$

ここに、 L は最大支間長、 EI_y は図-1 に示す y 軸に関する曲げ剛性、 w は桁の単位長さ当たりの重量、 g は重力加速度である。なお、計算の簡便化を図るために、床版ハンチと地覆(図のハッチング部分)については質量・剛性ともに考慮しないものとする。

次に、同じく下式に従ってねじれ一次振動数 f_θ を計算する。

$$f_\theta = \frac{n}{2L} \sqrt{\frac{\kappa GJ'}{(w/g)I_p}}, \quad (n=1) \quad (2)$$

ここに、 $I_p (=I_y + I_z)$ は断面 2 次極モーメント、 κ は補正係数、 GJ' は等価ねじれ剛性を表し、以下の式で与えられる。

$$GJ' = GJ + EC_w \times (n\pi/L)^2, \quad (n=1) \quad (3)$$

ただし、上式において、

$$GJ = G \times \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3 \quad (4)$$

$$EC_w = EI_y \times (b_g/2)^2 \quad (5)$$

である。式(4)、(5)において、 GJ 、 EC_w は桁のねじれ剛性と曲げねじれ剛性、 b_i 、 t_i は断面を構成する各部材の幅と板厚、 b_g は主桁間隔である。

(2) 等価ねじれ剛性の補正

式(3)は、本来薄板で構成された断面に対するねじれ剛性の評価式であり、少数主桁橋のように厚いコンクリート床版を含む断面に対しては、そのねじれ剛性を過小評価する傾向にある。

本研究では、等断面鋼 2 主 I 桁橋の静的ねじれ変形問題を対象として、現状もっとも推定精度が高いと思われる FEM の解析結果を、はりのねじれ理論による解析解と比較することにより、等価ねじれ剛性に対する補正係数 κ を定めることとした。

図-2 は、FEM と理論値の比較に用いた支間長 $L=50\text{m}$ の単純 2 主桁橋モデルである。両モデルの支

キーワード：2 主桁橋，固有振動数，ねじれ，FEM

連絡先：〒321-3325 栃木県芳賀郡芳賀町芳賀台 122-1，電話：(028) 677-5611，FAX：(028) 677-5707

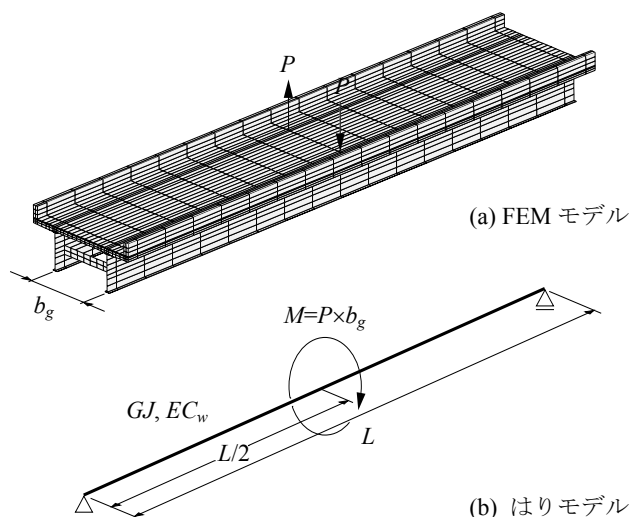


図-2 静的ねじれ変形の比較

表-1 解析結果の比較

手法	モーメント M	等価ねじれ剛性 GJ'	ねじれ角 θ
FEM	$P \times b_g = 1.0 \text{ tf} \times 5.7 \text{ m}$	—	$0.83 \times 10^{-4} \text{ rad}$
理論値	$M = 5.7 \text{ tf} \cdot \text{m}$	$532518 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 (\alpha=0.04)$	$1.11 \times 10^{-4} \text{ rad}$

間中央部に同一のモーメント M を載荷し、この時の静的ねじれ角を比較することにより、補正係数 κ を算出する。その際、はりモデルの支間中央におけるねじれ角 θ (rad) は次の理論式による。

$$\theta = -\frac{M}{GJ\alpha} \left[\frac{(\sinh \alpha L/2)^2}{\sinh \alpha L} - \frac{\alpha L}{4} \right], \quad \alpha = \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} \quad (6)$$

表-1は両者の計算結果を示したものであるが、

$$GJ'_{FEM} = \frac{\theta_{Theory}}{\theta_{FEM}} \times GJ'_{Theory} = \kappa GJ'_{Theory} \quad (7)$$

の関係を仮定すれば、補正係数 κ は $\kappa=1.33$ となる。

3. 適用例

文献 1), 2) を参考にして、上記手法による固有振動数の推定を行った。対象橋梁の諸元を表-2に示す。

図-3, 4は、実橋値(横軸)に対して推定値(縦軸)をプロットした結果であり、1:1の直線に近いほど推定精度が高いことを意味する。

はじめに、図-3に示した鉛直たわみ一次振動数の推定結果について観察すると、50mモデル橋に対して10%程度低い推定値を与えているものの、全体的には良好な推定結果を示していることが分かる。

表-2 対象橋梁の諸元

対象橋	最大支間長 L (径間割)	総幅 B	総高 D
50mモデル橋	50m (50m+50m+50m)	10.41m	4.47m
ホロナイ川橋	53m (53m+53m)	11.40m	4.57m
75mモデル橋	75m (75m+75m+75m)	10.41m	4.51m

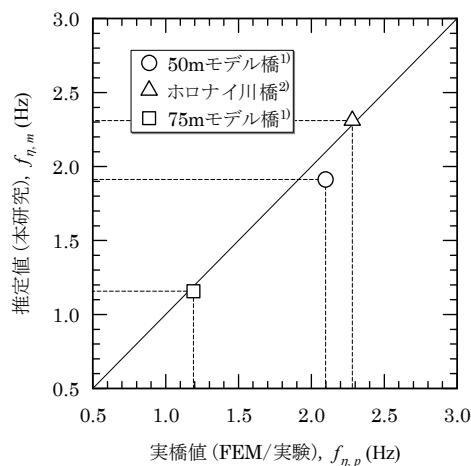


図-3 鉛直たわみ一次振動数の比較

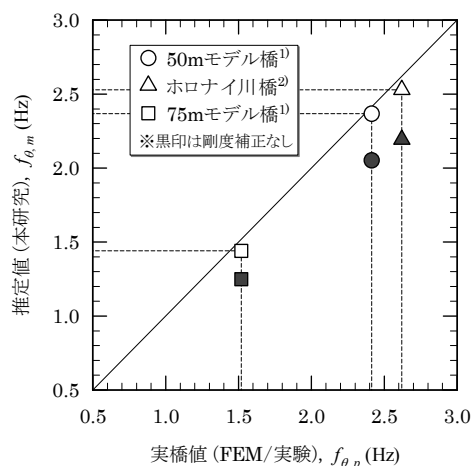


図-4 ねじれ一次振動数の比較

次に、図-4に示したねじれ一次振動数の推定結果について観察すると、実橋値に対して全体的に3~5%程度低めの推定値を与えているが、代表断面のみから推定した結果としては良好な推定結果であると言える。なお、図-4において黒印で示した結果は、先の等価ねじれ剛性を補正しなかった場合の推定値であり、補正を加えない場合、実橋のねじれ振動数を過小評価する傾向にあることがこの結果からも明らかである。

4. おわりに

本研究では、鋼2主1桁橋の代表断面諸量に基づき、その一次固有振動数を簡易推定する手法について述べた。今後は、変断面桁や支点条件が異なる場合についても検討を加える予定である。

参考文献

- 1) 山田, 上島, 枝元, 台原, 澤田, 篠原: 少数主桁橋梁の耐風性, 橋梁と基礎, Vol. 36, No. 2, pp. 37-42, 2002年2月.
- 2) 橘, 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回年次学術講演会概要集, I-A341, pp. 682-683, 1996年9月.