

◆特集：道路構造物の性能評価技術◆

鋼少数主桁橋の耐風安定性評価法

村越 潤* 麓興一郎** 稲垣由紀子***

1. はじめに

鋼道路橋では、近年、コスト縮減の観点から、PC床版等を用いて床版支間を大きくし、鋼主桁の本数を少なくするとともに、横桁・横構等の横つなぎ部材を単純化または省略して合理化を図った橋梁形式（以下、鋼少数主桁橋）を採用する事例が増えつつある（写真-1）。この橋梁形式は当初、支間長50m程度までの橋に適用されていたが、最近では支間を70～90m程度まで伸ばした事例も報告されている。

橋の耐風性を考える上で、振動特性（振動数、構造減衰等）と空力特性の評価が重要となるが、本橋については同規模の鋼箱桁橋と比較してねじれ剛性が相対的に低くねじれ振動数が低い構造と言える。また、兵庫県南部地震以降のゴムタイプの支承の採用により、たわみ・ねじれ振動時の構造減衰が変化してきており、長支間の場合の耐風安定性の評価が課題の一つとなっている¹⁾。これまでも個別の橋に対して、風洞試験を行い耐風安定性を検討した事例が報告されている²⁾が、試験には時間と費用を要するため、試験を行わずに耐風安定性を概略把握可能な評価手法が求められている。

このような背景から、(社)日本橋梁建設協会との共同研究（平成14～16年度）において、鋼少

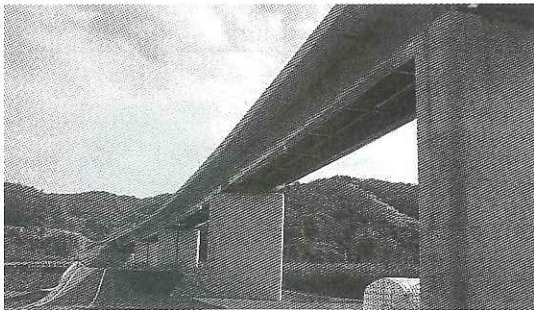


写真-1 鋼少数主桁橋

数主桁橋の二次元模型風洞試験および起振機による振動実験を実施するとともに、本橋の耐風安定性について検討を進めてきた。本文では、共同研究成果を基に鋼少数主桁橋の耐風安定性の評価法を提案するとともに、実橋への適用性について検討した結果³⁾を報告する。

2. 耐風性の推定式の概要

橋に作用する風の動的な影響として、発散振動や渦励振等の発現を考慮する必要がある。これら発散振動と渦励振に対する耐風性については、一般に架橋地点の風の特性及び橋の構造特性等を適切に考慮して、それらの発現風速・振幅を推定し、発現風速がその橋の供用中に発生すると想定される風速（照査風速）に比べて十分高いこと、あるいは振動が橋の安全性、使用性に支障をきたさないことを確認することにより評価が行われている。本研究では、鋼少数主桁橋における発散振動及び渦励振発現時の風速・振幅の推定式、構造減衰の推定式について提案した。以下、提案した推定式を示す。

2.1 発散振動に対する推定式

推定式の導出手順は、基本的に道路橋耐風設計便覧⁴⁾（以下、耐風便覧）に示される鋼箱桁に対する推定式導出の考え方・方法に準じている。また、照査に用いる風速及び振幅については耐風便覧に従っており、ここでは省略する。

2.1.1 ギャロッピング（たわみ発散振動）

発現風速の推定式

$$U_{cg} = 3.5f_h \cdot B$$

（ただし、乱れ強さ $I_u < 0.15$ かつ $1.5 \leq B/d < 5$ の場合）

ここで、 U_{cg} ：ギャロッピング発現風速（m/s）

f_h ：鉛直たわみ一次固有振動数（Hz）

$f_h = 100/L$ （ L ：最大支間長（m））

B ：橋げたの総幅（m）

d ：橋げたの有効高（m）

Development of Evaluation Method of Aerodynamic Stability for Steel Two-girder Bridges.

2.1.2 フラッター (ねじれ発散振動)

発現風速の推定式 (図-4参照)

$$U_{cf} = (6.0 - B/d)f_{\theta} \cdot B \quad (1.5 \leq B/d < 3.5)$$

$$U_{cf} = 2.5f_{\theta} \cdot B \quad (3.5 \leq B/d)$$

ただし、特に乱れの小さい海上部に建設する場合

$$U_{cf} = 2.1f_{\theta} \cdot B \quad (3.0 \leq B/d < 5.0)$$

ここで、 U_{cf} : フラッターの発現風速 (m/s)

f_{θ} : ねじれの一次固有振動数 (Hz)

ここで、 $f_{\theta} = 1.1f_h$

2.2 渦励振に対する推定式

2.2.1 たわみ渦励振

(1) 発現風速の推定式 (図-5参照)

$$U_{cvh} = 2.0f_h \cdot B$$

(ただし、乱れ強さ $I_u < 0.20$ かつ $1.5 \leq B/d < 5$ の場合)

ここで、 U_{cvh} : 鉛直たわみモードの渦励振の発現風速 (m/s)

(2) 発現振幅の推定式 (図-6参照)

$$h_c = 1.3\beta_h \left(\frac{B}{d}\right)^{-1} \cdot \frac{B}{m_r \cdot \delta_h} \cdot E_{th}$$

ここで、 h_c : 鉛直たわみ渦励振の発現振幅 (m)

f_h : 鉛直たわみ1次固有振動数 (Hz)

m_r : 無次元質量 (= $m/(\rho B^2)$)

m : 橋の単位長さあたり質量 (kg/m)

ρ : 空気密度 (1.23kg/m³)

δ_h : 鉛直たわみモードの構造減衰

β_h : 鉛直たわみモード振幅換算係数

$$\beta_h = 0.04 \times (B/d) \quad (B/d < 3.5)$$

$$\beta_h = 0.14 \quad (3.5 \leq B/d)$$

E_{th} : 気流の乱れによる振動応答振幅の低減係数

$$E_{th} = 1 - 15(B/d)^{1/2} \cdot I_u^2 \geq 0$$

2.2.2 ねじれ渦励振

(1) 発現風速の推定式

$$U_{cv\theta} = (3.5 - 0.62B/d)f_{\theta} \cdot B \quad (1.5 \leq B/d < 3.5)$$

$$U_{cv\theta} = 1.33 \cdot f_{\theta} \cdot B \quad (3.5 \leq B/d)$$

(ただし、乱れ強さ $I_u < 0.20$ かつ $1.5 \leq B/d < 5$ の場合)

ここで、 $U_{cv\theta}$: ねじれモードの渦励振の発現風速 (m/s)

(2) 発現振幅の推定式

$$\theta_c = 1.3\beta_{\theta} \left(\frac{B}{d}\right)^{-3} \cdot \frac{1}{I_{pr} \cdot \delta_{\theta}} \cdot E_{t\theta}$$

ここで、 θ_c : ねじれ渦励振の発現振幅 (°)

f_{θ} : ねじれ1次固有振動数 (Hz)

I_{pr} : 無次元極慣性モーメント

$$(\equiv I_p / (\rho B^4))$$

I_p : 橋の単位長さあたり極慣性モーメント (kg·m)

$$I_p = (0.3B)^2 \cdot m$$

δ_{θ} : ねじれモードの構造減衰

β_{θ} : ねじれ振動モード振幅換算係数

$$\beta_{\theta} = 1.3 \times (B/d)^3 \quad (B/d < 3.4)$$

$$\beta_{\theta} = 51.1 \quad (3.4 \leq B/d)$$

$E_{t\theta}$: 気流の乱れによる振動応答振幅の低減係数

$$E_{t\theta} = 1 - 20(B/d)^{1/2} \cdot I_u^2 \geq 0$$

2.3 構造減衰の推定式

ゴム支承を有する鋼少数主桁橋のたわみ・ねじれ振動に対する構造減衰の推定式 (図-7参照)

$$\delta = 0.35 / \sqrt{L}$$

ここで、 δ : 構造減衰 (対数減衰率)

L : 最大支間長 (m)

3. 推定式提案に当たっての実験的検討

以下に、推定式の根拠となる実験の概要を示す。

3.1 二次元模型風洞試験による対風応答特性の検討

3.1.1 試験方法

代表的な断面を有する鋼少数主桁橋を対象として、構造諸元や風の特性をパラメータとした場合の二次元模型風洞試験 (バネ支持試験) を行い、対風応答特性を調査した。表-1に想定した橋の諸元を、表-2に試験条件を示す。また、図-1に橋の断面形状を示す。後述するが、構造減衰 (対数減衰率) については支間長100m程度までは0.03以上見込めることから、推定式の検討には基本的に構造減衰が0.03以上で一様流中の試験結果を用いた。また、推定式については、耐風便覧における鋼箱桁橋における推定式との整合性を考慮するとともに、データのばらつきに対して下限側 (安全側) の値を基に設定した。

3.1.2 試験結果と考察

図-2に、幅員11m級、一様流中の条件で構造減衰 (対数減衰率) δ を変化させた場合の風速と応答振幅の関係を示す。また、図-3に、迎角0°、乱流の条件での、風速と応答振幅の関係を示す。試験結果は実橋換算した風速および応答振幅により整理した。

表-1 風洞試験において想定した橋の主な諸元

項目	幅員8m級	幅員11m級	幅員15m級	幅員18m級
総幅B (m)	7.91	11.20	15.70	17.51
主桁本数 (本)	2	2	3	2
B/d	壁高欄	1.89	2.60	3.56
	鋼製高欄	2.33	3.19	4.45
	半壁高欄	2.19	2.97	3.98
固有振動数 (Hz)				
たわみ	1.153	1.493	1.109	1.361
ねじれ	1.518	1.823	1.372	1.588
振動数比	1.32	1.22	1.24	1.17

表-2 風洞試験条件

パラメータ	試験条件
構造減衰	$\delta = 0.02, 0.03, 0.04, 0.05, 0.06$
迎角	$\alpha = 0^\circ, \pm 3^\circ$
気流条件	一様流、乱流 ($I_u = 4.4, 10, 18\%$)

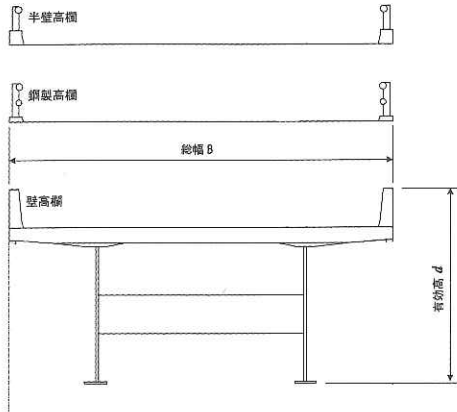


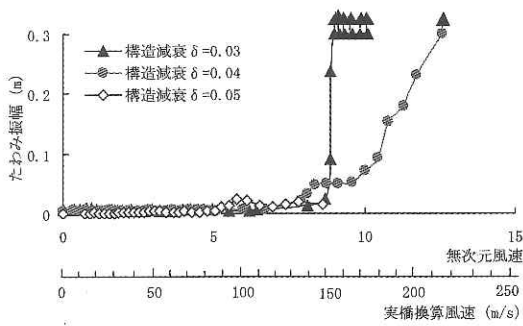
図-1 橋の断面形状

(1) 風速と応答振幅の関係

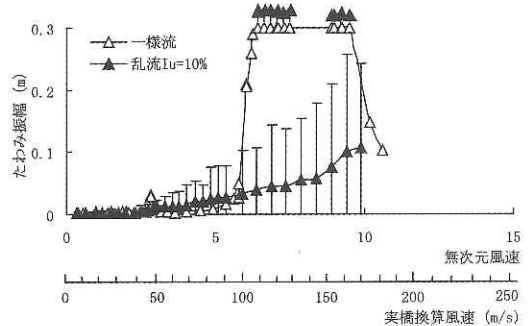
推定式に含まれる構造減衰 δ 及び気流の乱れ強さ I_u が応答振幅に与える影響について説明する。

構造減衰の影響に関しては、たわみ振動の場合、 $\delta = 0.04$ 以上であれば渦励振はほぼ消滅するとともに、発散振動も高風速域に移動し耐風安定性が向上した。ねじれ振動の場合、 $\delta = 0.05$ 以上であれば渦励振は消滅には至らないまでも発現振幅は非常に小さくなり、発散振動も高風速域に移動し、安定化する傾向が見られた。

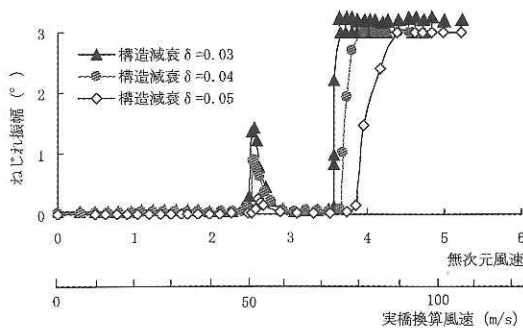
乱流の影響に関して、たわみ振動の場合、乱れ強さ $I_u = 10\%$ では渦励振は消滅するとともに、明確な発散振動は生じなくなった。ねじれ振動の場合、乱れ強さ $I_u = 10\%$ でも、渦励振の発現振幅は小さくなるものの消滅には至らなかった。一方、発散振動については発現風速が高風速域に移行する傾向が見られた。



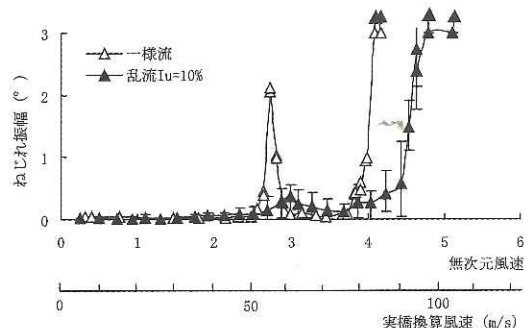
(a) たわみ振動



(a) たわみ振動



(b) ねじれ振動



(b) ねじれ振動

図-2 風速と応答振幅の関係 (構造減衰の影響)

図-3 風速と応答振幅の関係 (乱流の影響)

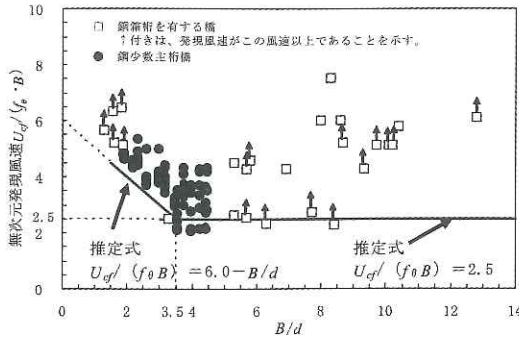


図-4 フラッターの発現風速

(2) 発散振動の発現風速

図-4にフラッターの発現風速と B/d の関係を示す。図中には鋼箱桁を有する橋の試験結果⁴⁾を併せて示す。 B/d が3.5以下では発現風速が大きくなる傾向にある。また、 B/d が3.5~5.0の範囲では発現風速が2.5を下回ることがあるが、2.5(耐風便覧における鋼箱桁を有する橋に対する推定式)が概ね下限値となっている。また、2.5を下回る場合でも、乱流の効果を踏まえると発現風速が高風速に移行すると考えられることから、 $3.0 \leq B/d < 5.0$ では、乱れ強さの非常に小さい海上部に建設する場合に対して、下限値を2.1とすることとした。

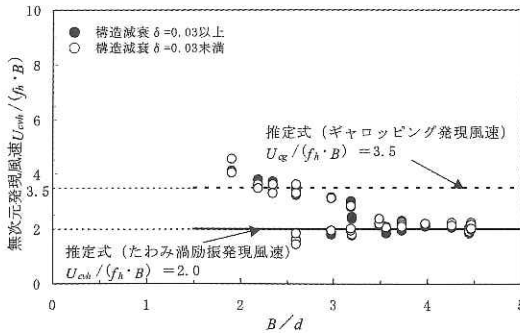


図-5 たわみ渦励振の発現風速

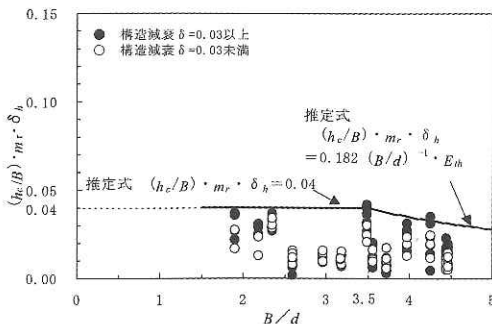


図-6 たわみ渦励振の発現振幅

ギャロッピングについては、図は省略するが、発現風速に関して迎角の影響は小さく B/d による影響も小さいこと、下限値は3.5程度であることが確認された。

(3) 渦励振の発現風速および発現振幅

図-5及び図-6に、たわみ渦励振の発現風速・振幅と B/d の関係をそれぞれ示す。発現風速については、下限値は2.0(耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹げたに対する推定式と同じ)程度である。発現振幅については、 $(h/B) \cdot m_r \cdot \delta_h = 0.04$ で概ね上限値を捉えているが、 B/d が3.5以上になると若干小さくなる傾向が見られる。

ねじれ渦励振に関しては、図は省略するが、発現風速について、1.33(耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹げたに対する推定式)で概ね下限値を捉えており、 B/d が小さくなるにつれて発現風速が大きくなる傾向が見られること、発現振幅については $\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$ で概ね上限値を捉えており、 B/d が3.4以上になると小さくなる傾向が見られることが確認された。

3.2 実橋振動試験による振動特性の検討

3.2.1 試験方法

風洞試験結果の評価に際して、橋の固有振動数や構造減衰等の振動特性を適切に考慮する必要がある。鋼少数主桁橋については、これまで起振機による振動計測の事例がないことから、鋼少数主桁橋2橋(A橋:最大支間長60m、B橋:最大支間長70m)と鋼細幅箱桁橋1橋(C橋:最大支間長110m)の3橋を対象とした振動試験(定常加振および自由減衰時の振動を計測)を行い、ねじれ・たわみの振動数及び構造減衰を調査した(写真-2)。また、既存のゴムタイプの支承を有する鋼箱桁橋の試験結果も併せて整理することにより構造減衰の推定式の検討を行った。なお、振動試験を実施した3橋の支承はいずれも地震時水平力分散型ゴム支承である。

3.2.2 試験結果と考察

(1) 固有振動数

表-3に、固有振動数の計測結果を示す。耐風便覧では、鋼箱桁橋を対象としたたわみ振動数 f_h の推定式を $f_h = 100/L$ としているが、たわみ振動数は同式による推定値(支間60m、70mではそれぞれ1.7、1.4)と若干差はあるものの概ね傾向は一致している。一方、ねじれ振動数を求めるため

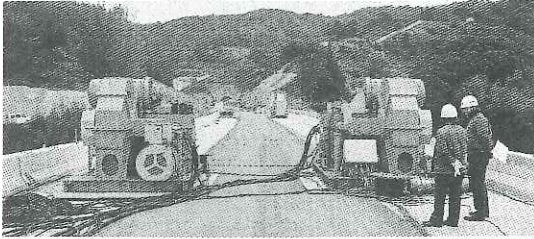


写真-2 起振機（土木研究所所有）による実橋振動試験

表-3 固有振動数の計測結果

モード	固有振動数 (Hz) (実測値 (平均値))	
	A橋	B橋
鉛直たわみ1次	1.88	1.31
ねじれ1次	2.17	1.50
振動数比	1.15	1.15

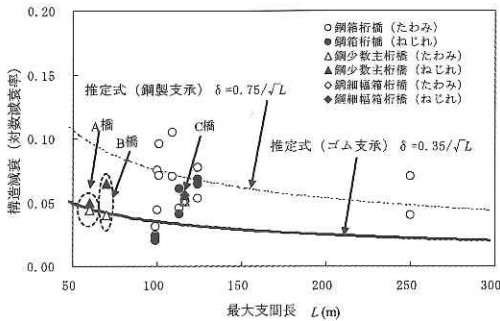


図-7 桁橋の構造減衰 (対数減衰率)

の振動数比（ねじれ振動数/たわみ振動数）については、A橋、B橋及び既存の実橋計測結果によれば、1.1~1.2であり、箱桁橋における推定式 ($f_{\theta}/f_h = 2.0$) と比較して小さい。

(2) 構造減衰

構造減衰（対数減衰率）の計測結果を振動モード別、橋の形式別に整理したものを図-7に示す。構造減衰については振幅依存性が見られることから、起振機により100gal程度まで加振した計測結果を用いることにした。図中には、耐風便覧における鋼製支承に対する構造減衰の推定式も示す。構造減衰の計測結果はばらつきが大きく、ある値に特定できるとは言い難い。ただし、全体の傾向として、鋼製支承の場合と比較して、ゴムタイプの支承の場合では、構造減衰が小さくなる橋が多く、支承の摩擦減衰の影響が一因として考えられる。この他にも、上部工の構造形式・構造詳細、振動モード、支承の種類・寸法諸元等も構造減衰に影響するものと考えられるが、それぞれの影響

を特定するだけの十分なデータが現時点で得られていないことから、鋼製支承とゴム支承に大別して、構造減衰の目安値を与えることとした。推定式は、鋼製支承の場合の推定式と同じ形式とし、鋼少数主桁橋2橋ならびに鋼箱桁橋の構造減衰の下限側となるように与えた。

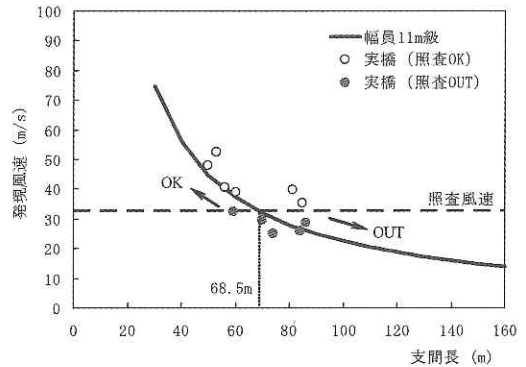
4. 推定式の適用性に関する検討

4.1 検討方法

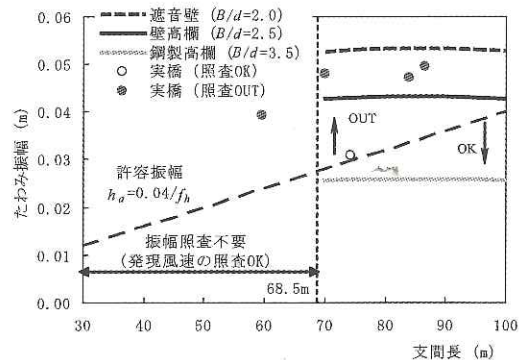
鋼少数主桁橋に関しては、これまで風による振動事例は報告されていないことから推定式の直接的な検証は難しい。そこで、実橋を想定し推定式を用いて発現風速の照査および発現振幅に対する使用性（利用者の不安感、不快感）の照査を行い、

表-4 想定した橋の主な諸元

項目	幅員8m級	幅員11m級	幅員18m級	
総幅 B (m)	7.9	11.2	17.5	
B/d	鋼製高欄	2.5	3.5	5.0
	壁高欄	2.0	2.5	4.0
	遮音壁	1.5	2.0	3.0



(a) たわみ渦励振の発現風速の場合



(b) たわみ渦励振の発現振幅の場合

図-8 適用支間長の試算結果の一例

各照査を満足する支間長（以下、適用支間長）を試算し、これまでに建設された橋の現況との比較を行うことにより推定結果の傾向を確認した。表-4に想定した橋の諸元を示す。風の特性値は、一般的な架橋条件（開けた土地で、高度20m、全国の一般的な風速区分Ⅱ）を想定した。これと併せて、実橋11橋（幅員11m級）に対しても照査を行った。

また、実橋を対象とした既存の風洞試験結果（3橋分）に対して推定式を適用し、試験結果と推定値の比較を行った。

4.2 検討結果

図-8に、一例として幅員11m級の場合について、たわみ渦励振に対する適用支間長の試算結果及び実橋11橋の照査結果を示す。例えば、発現風速では、支間長68.5mを超えると照査を満足せず、発現振幅では、それ以上の支間長に対して、鋼製高欄の場合を除き照査を満足しないことを示している。

図-9に適用支間長の試算結果及び実橋11橋の照査結果を示す。適用支間長は B/d 、幅員および高欄の種類により異なるが、50（幅員8m級）～105m（幅員18m級）であった。これは、これまでに建設された橋の大部分を含むものであり、同橋の現況と概ね対応している。また、紙面の制約のため詳細は省略するが、既存の風洞試験結果と

の比較に関しては、推定式による発現風速・振幅の推定値は概ね試験結果と同程度もしくは安全側となることが確認された。

5. おわりに

鋼少数主桁橋を対象として、二次元模型風洞試験と実橋振動試験を行い、既存の研究結果との比較分析を踏まえ、構造諸元をパラメータとした振動発現時の風速・振幅の推定式、構造減衰の推定式及びこれらの推定式に基づく耐風安定性の評価法を提案するとともに、実橋に対して概ね適用可能であることを確認した。

しかしながら、本手法はごく限られた構造諸元と架橋地点の風の特性により耐風安定性を概略推定するものであり、現状の知見を踏まえて安全側となるように提案したものである。個別の橋の条件によっては必ずしも合理的な方法になるとは限らないこと、また、並列橋等の架橋条件が特殊な場合や、構造特性、断面形状が現状の橋と異なる場合には、推定式の適用の適否について検討が必要である。今後、推定式の基礎となるデータを充実させていくとともに、推定式の検証を行いつつ適宜改良していくことが重要と考えている。

参考文献

- 1) 例えば、山田他：少数主桁橋梁の耐風性、橋梁と基礎, Vol. 36, No. 2, 2002.2.
- 2) 例えば、萩野他：鋼2主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討, 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-093, 2003.9.
- 3) 村越、麓、稲垣、吉岡：合理化鋼少数主桁橋の耐風性照査法に関する検討, 土木研究所資料 第3982号, 2006. 3.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 1991.7.

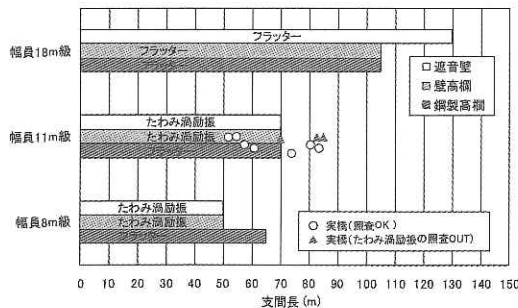


図-9 適用支間長の試算結果および実橋の照査結果

村越 潤*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所構造物研究グループ
橋梁チーム上席研究員
Jun MURAKOSHI

麓興一郎**



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所構造物研究グループ
橋梁チーム主任研究員
Koichiro FUMOTO

稲垣由紀子***



独立行政法人土木研究所企画部
研究企画課技師
Yukiko INAGAKI