

# 鋼橋の耐風性について

## —道路橋耐風設計便覧の改訂のポイントと合理化橋梁の耐風安定性—

技術委員会 設計小委員会

### 1. はじめに

橋建協では、平成14年度から3年間、鋼少数Iげた橋の耐風安定性について、土木研究所との共同研究を行った。系統的な風洞試験による耐風性の評価や実橋の振動試験による振動特性(固有振動数、構造減衰 $\delta$ )の検討を実施し、その内容は今回改訂された道路橋耐風設計便覧<sup>1)</sup>(以下、耐風便覧)に反映されている。

本稿では、耐風便覧の主な改訂内容と橋建協で平成17年度から行っている細幅箱桁橋の最新研究結果について報告する。

### 2. 道路橋耐風設計便覧の改訂について

#### 2. 1 概要

平成3年に出版された道路橋耐風設計便覧<sup>2)</sup>(以下、旧耐風便覧)は、吊橋・斜張橋のようにたわみやすい橋(支間長200m以下)および特にたわみやすい部材について、風による動的な設計を行う際の参考図書である。主に過去の風洞試験結果にもとづき、風による箱桁の振動性状(振動発現風速・振幅)の予測方法を示し、詳細検討(風洞試験等)を行う前に、ある程度の耐風設計を実施可能としている。

その後16年経過し、新たな知見が蓄積してきたことや当時はなかった新橋梁形式(鋼少数Iげた橋)の採用が増えてきたことから調査研究等による技術的知見の蓄積を踏まえ、風による振動性状の予測方法、振動に対する設計・制振対策上における留意事項等の記述の追加や見直しを図ることにより、耐風設計の効率化、信頼性向上を図ることとした。

主な改訂内容を以下に挙げる。

- ① 耐風設計に用いる風の特性の推定  
(海上部の地表粗度区分の追加)
- ② 桁の振動  
(鋼少数Iげた橋等新橋梁形式を含めた振動の予測方法の見直し)
- ③ 塔の振動  
(架設時・完成時の振動の予測方法の提示)
- ④ ケーブル等の振動  
(制振対策の考え方、留意事項等の充実)

#### 2. 2 風の特徴値の見直し

旧耐風便覧では、風の乱れ強さの推定に当たって地表粗度区分(4区分：I～IV)による数値表を与えている。しかし、東京湾横断道路の観測記録等から、粗度区分Iよりさらに乱れが小さい粗度区分となる海上部における粗度区分(0：海上[広大な海面上])を追加している。表-1に気流特性と粗度区分を示す。

表-1 気流特性と粗度区分

地表粗度区分	0	I	II	III	IV
$z_b$ (m) 地表の地物の代表高さ	5	5	10	15	30
$\alpha$ ：べき指数	0.10	0.12	0.16	0.22	0.29
$z_G$ (m)：地表粗度の影響を受けない上空高度	400	500	600	700	700
$z_0$ (m)：粗度長風速が0となる高度	0.001	0.01	0.05	0.3	1.0

#### 2. 3 風によるけた振動の推定手法

##### 2. 3. 1 鋼少数Iげた橋追加の背景

近年、鋼道路橋のコスト削減の観点から、PC床版や合成床版等を用いて床版支間を大きくし、鋼主げた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Iげた橋)を採用する事例が増えた。

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、適用支間を70～90m程度まで伸ばした事例も報告されている。耐風性を考える上で、振動特性(固有振動数、構造減衰 $\delta$ )と空力特性の評価が重要となるが、本橋梁形式については、同規模の鋼箱げた橋と比較して、ねじれ剛性が相対的に低くねじれ振動数が低い構造といえ、振動特性が異なるほか、空力特性も異なる。また、兵庫県南部地震以降のゴム支承の採用により、たわみ・ねじれ振動時の構造減衰 $\delta$ が変化してきており、長支間の橋梁における耐風安定性の評価が課題の一つとなっている<sup>3)</sup>。これまでは、個別の橋ごと<sup>4)</sup>に検討してきたが、風洞試験をする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できる評価手法が求められている。

これらを踏まえ、今回の改訂で鋼少数Iげた橋の風による振動性状を予測する推定式やゴム支承を適用した際の構造減衰 $\delta$ の推定式を提示した。

### 2. 3. 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予測する必要がある。具体的には、発散振動および渦励振発現時の風速・振幅の推定式である。また、それには振動特性（固有振動数、構造減衰 $\delta$ ）の推定式も必要となる。

推定式の設定の考え方については、旧耐風便覧<sup>2)</sup>における鋼箱げた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）の値をもとに設定した。なお、推定式の検討には、構造減衰 $\delta$ が0.03以上で一様流中の試験結果を用いた。

### 2. 3. 3 発散振動に対する推定式

本節では、発散振動の発現風速に対する推定式を示す。なお、照査に用いる風速及び振幅については、旧耐風便覧に従っており、ここでは省略する。

#### (1) ギャロッピング（たわみ発散振動）（図-1 参照）

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

（ただし、乱れ強さ $I_u < 0.15$ かつ $1.9 < B/d < 5$ 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1次固有振動数（Hz）

$$f_h = 100/L \quad (L: \text{最大支間長 (m)})$$

$B$ ：橋げたの総幅（m）

$d$ ：橋げたの有効高（m）

#### (2) フラッター（ねじれ発散振動）（図-2 参照）

$$U_{cf} = (6.0 - B/d) f_\theta \cdot B \quad (1.9 \leq B/d < 3.5)$$

$$U_{cf} = 2.5 f_\theta \cdot B \quad (3.5 \leq B/d < 4.5)$$

ただし、特に乱れの小さい海上部に建設する場合

$$U_{cf} = 2.1 f_\theta \cdot B \quad (3.5 \leq B/d < 4.5)$$

ここで、 $U_{cf}$ ：フラッターの発現風速（m/s）

$f_\theta$ ：ねじれの1次固有振動数（Hz）

$B$ ：橋げたの総幅（m）

$d$ ：橋げたの有効高（m）

### 2. 3. 4 渦励振に対する推定式

#### (1) たわみ渦励振

##### 1) 発現風速の推定式（図-3 参照）

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

（ただし、乱れ強さ $I_u < 0.20$ かつ $1.9 \leq B/d < 4.5$ 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-4 参照）

$$h_c = 1.3 \beta_h \cdot \frac{B}{m_r \cdot \delta_h} \cdot E_{th}$$

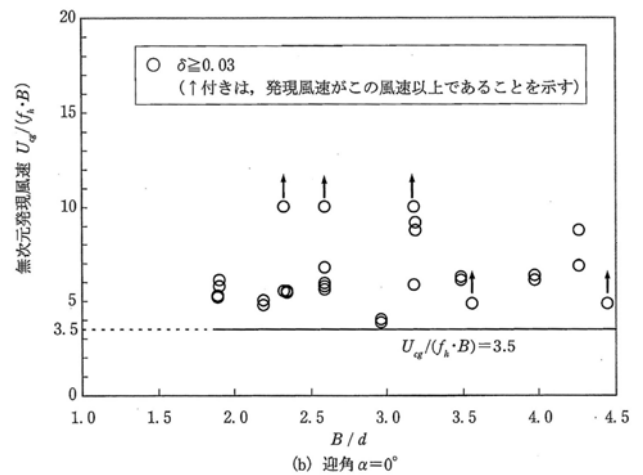


図-1 B/dとギャロッピングの発現風速

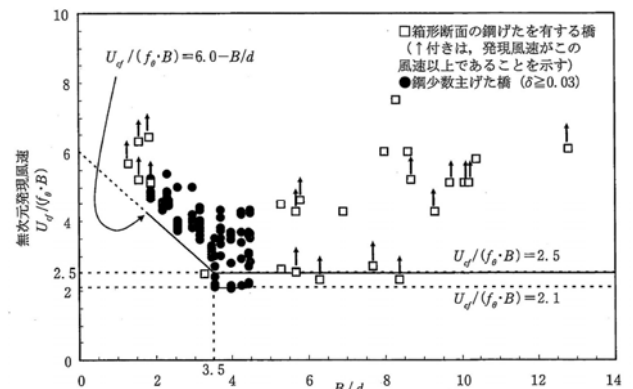


図-2 フラッターの発現風速

ここで、 $h_c$ ：鉛直たわみモードの渦励振の発現振幅（m）

$f_h$ ：鉛直たわみ1次固有振動数（Hz）

$B$ ：橋げたの総幅（m）

$m_r$ ：無次元質量（ $=m / (\rho B^2)$ ）

$m$ ：橋の単位長さあたり質量（kg/m）

$\rho$ ：空気密度（1.23 kg/m<sup>3</sup>）

$\delta_h$ ：鉛直たわみモードの構造減衰

$\beta_h$ ：鉛直たわみモード振幅換算係数

$$\beta_h = 0.04 \quad (1.9 < B/d < 3.5)$$

$$\beta_h = 0.14 \times (B/d)^{-1} \quad (3.5 \leq B/d < 4.5)$$

$E_{th}$ ：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) ねじれ渦励振

##### 1) 発現風速の推定式（図-5 参照）

$$U_{cv\theta} = (3.5 - 0.62B/d) f_\theta \cdot B \quad (1.9 \leq B/d < 3.5)$$

$$U_{cv\theta} = 1.33 \cdot f_\theta \cdot B \quad (3.5 \leq B/d < 4.5)$$

（ただし、乱れ強さ $I_u < 0.20$ かつ $1.9 \leq B/d < 4.5$ 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 (図-6 参照)

$$\theta_c = 1.3 \frac{\beta_\theta}{I_{pr} \cdot \delta_\theta} \cdot E_{t\theta}$$

ここで、 $\theta_c$  : ねじれモードの渦励振の発現振幅 (°)

$f_\theta$  : ねじれ1次固有振動数 (Hz)

$B$  : 橋げたの総幅 (m)

$I_{pr}$  : 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)

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

$\delta_\theta$  : ねじれモードの構造減衰

$\beta_\theta$  : ねじれ振動モード振幅換算係数

$$\beta_\theta = 1.3 \quad (1.9 < B/d < 3.4)$$

$$\beta_\theta = 51.1 \times (B/d)^{-3} \quad (3.4 \leq B/d < 4.5)$$

$E_{t\theta}$  : 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. 5 固有振動数の推定式 (図-7 参照)

推定式の導出手順は、対風特性と同様、基本的に旧耐風便覧に示される鋼箱げたに対する推定式導出の考え方や方法に準じている。実橋での測定結果によれば、横構などの部材を省略し、合理化を図った鋼少数Iげた橋のねじれ振動数  $f_\theta$  は、たわみ振動数  $f_h$  の概ね 1.1 倍となっている。

2. 3. 6 構造減衰の推定式 (図-8 参照)

鋼少数Iげた橋も含め、地震時水平力分散型ゴム支承を有する橋のたわみ・ねじれ振動に対する構造減衰  $\delta$  の推定式を提案した。

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

ここで、 $\delta$  : 構造減衰 (対数減衰率)

$L$  : 最大支間長 (m)

ゴム支承を有する橋の構造減衰  $\delta$  は、旧耐風便覧で定めている鋼製支承よりも値が小さい。厳密には、摩擦減衰の影響の他、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  $\delta$  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  $\delta$  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Iげた橋 2橋ならびに鋼箱げた橋の構造減衰  $\delta$  の下限側となるように与えた。

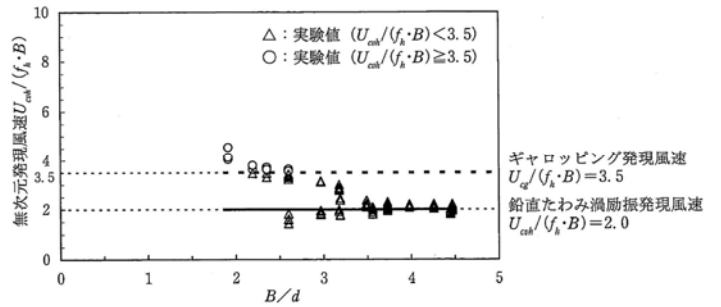


図-3 渦励振 (たわみ) の発現風速

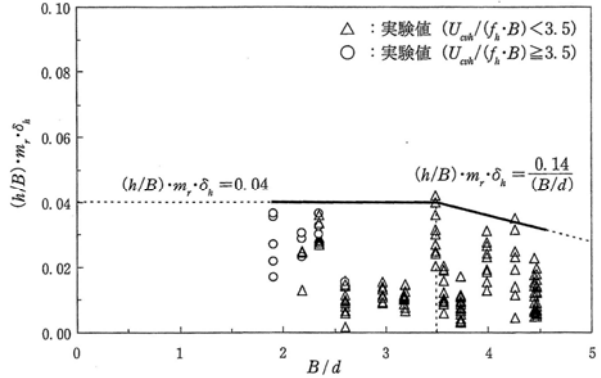


図-4 渦励振 (たわみ) の発現振幅

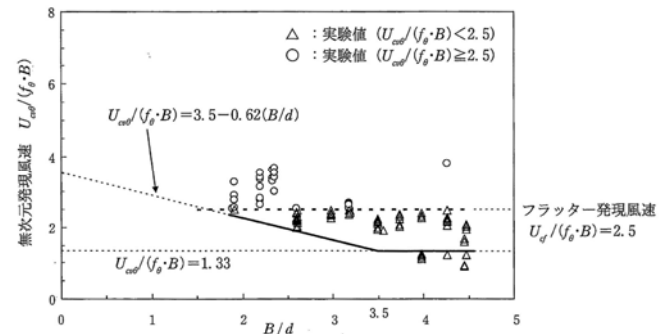


図-5 渦励振 (ねじれ) の発現風速

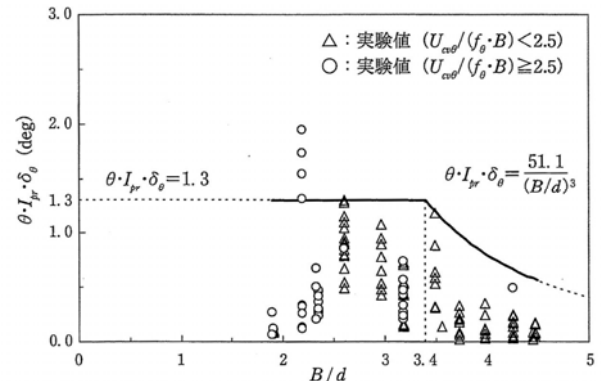


図-6 渦励振 (ねじれ) 発現振幅

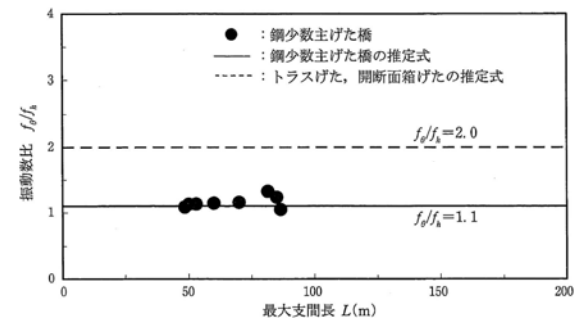


図-7 鋼少数Iげた橋の振動数比と最大支間長の関係

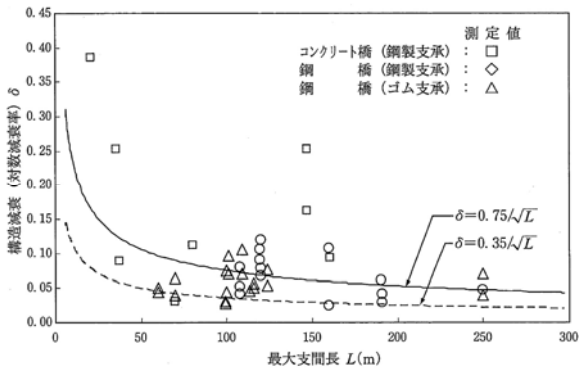


図-8 ゴムタイプ支承を有するけた橋の構造減衰

この結果から、構造減衰 $\delta$ 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 $\delta$ が 0.03 以上で一様流中の試験結果を用いた。

## 2. 4 推定式提案のための実験的検討

以下に、鋼少数 I げた橋における推定式の検討の際に、実施した二次元の風洞試験や起振機を用いた振動試験について述べる。

### 2. 4. 1 風洞試験による対風応答特性の検討

#### (1) 試験方法

代表的な断面を有する鋼少数 I げた橋を対象として、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-2 に対象とした橋の諸元を、表-3 に試験条件を示す。また、図-9 に橋の断面形状を示す。

#### (2) 試験結果と考察

図-10 に、代表例として、幅員 11m 級、一様流中の条件で、構造減衰 $\delta$ 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-11 に、迎角  $0^\circ$ 、 $\delta=0.02$  の乱流の条件で、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と応答振幅により整理した。

#### 1) 風速と応答振幅の関係

一様流中の対風応答図をみると、鉛直たわみ発散振動（ギャロッピング）およびフラッターの発現が認められる。ねじれ振動については、渦励振の発現も認められる。図-10 を見る限りでは、鉛直たわみ渦励振が発現する傾向は認められないが、迎角や構造減衰の条件によっては、渦励振が発現することを確認している。

次に、構造減衰 $\delta$ および気流の乱れ強さ  $I_u$  が応答振幅に与える影響について説明する。

構造減衰 $\delta$ の影響に関しては、たわみ振動の場合、発散振動も高風速域に移動し耐風安定性が向上するこ

とが分かる。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。

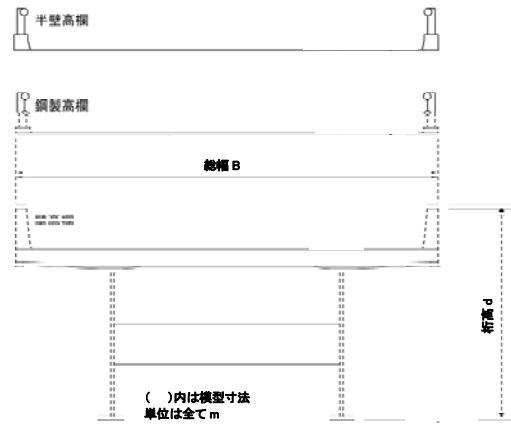


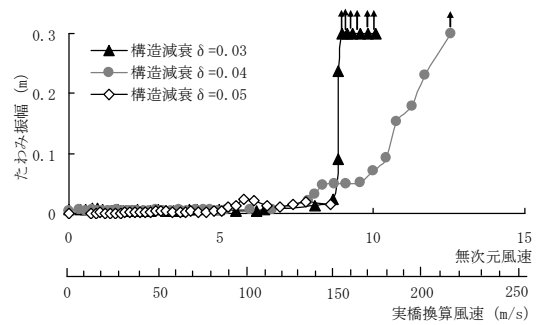
図-9 橋の断面形状

表-2 風洞試験で想定した橋の諸元

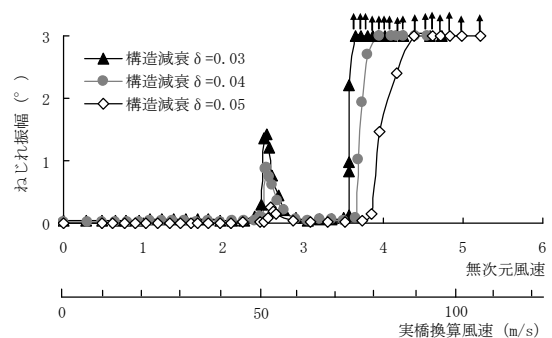
項目	幅員8m級	幅員11m級	幅員15m級	幅員18m級	
総幅B (m)	7.91	11.20	15.70	17.51	
主桁本数 (本)	2	2	3	2	
B/d	壁高欄	1.89	2.60	3.56	3.73
	鋼製高欄	2.33	3.19	4.45	4.47
	半壁高欄	2.19	2.97	3.98	—
固有振動数 (Hz)	たわみ	1.153	1.493	1.109	1.361
	ねじれ	1.518	1.823	1.372	1.588
振動数比	1.32	1.22	1.24	1.17	

表-3 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 ( $I_u=4.4, 10, 18\%$ )



(a) たわみ振動



(b) ねじれ振動

図-10 風速と応答振幅の関係（構造減衰の影響）

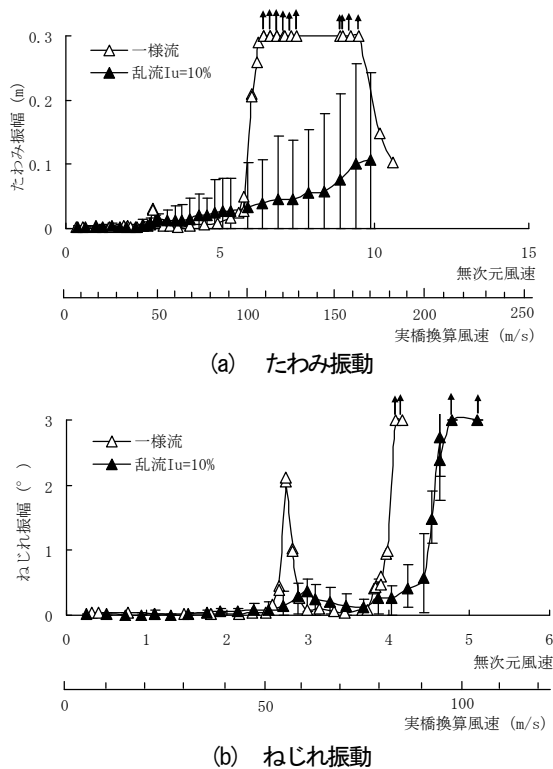


図-11 風速と応答振幅の関係 (乱流の影響)

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。ねじれ振動の場合には、乱れ強さの増加とともに渦励振の発現振幅は小さくなるものの、 $I_u=10\%$  でも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。

他の幅員の風洞試験結果についても、同様に発散振動 (ギャロッピング, フラッター) および渦励振 (鉛直たわみ, ねじれ) の発現が認められた。それらの風洞試験データを総括的にまとめ、発現風速および発現振幅の推定式を作成した。

## 2) 発散振動の発現風速

ギャロッピングは、図-1 に発現風速と  $B/d$  の関係が示されている。発現風速に関しては、迎角の影響が小さく、 $B/d$  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。なお、上述の風洞試験結果でも分かるように、ギャロッピングについては、乱れにより安定化し、発散振動からガスト応答へ移行する傾向が認められる。従って、旧耐風便覧と同様に、乱れ強さが 15% 以上期待できる場合には、ギャロッピングの照査は不要となる。

フラッターについても同様に、発現風速と  $B/d$  の関係が示されている。 $B/d$  に応じて、2つの推定式が示さ

れている (図-2)。  $3.0 \leq B/d < 4.5$  の範囲では、およそ無次元風速が 2.5 以上でフラッターが発現する傾向にあるが、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 とした。

## 3) 渦励振の発現風速および発現振幅

たわみ渦励振は、図-3、4 に発現風速と発現振幅がそれぞれ示されている。発現風速は、下限値が 2.0 (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。発現振幅は、 $(h/B) \cdot m_r \cdot \delta_h = 0.04$  で与えられ、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。

ねじれ渦励振は、図-5、6 に発現風速と発現振幅がそれぞれ示されている。発現風速は、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) 程度であり、概ね下限値を捉えているが、 $B/d$  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。発現振幅は、 $\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$  で与えられ、概ね上限を捉えているが、 $B/d$  が 3.4 以上になると、小さくなる傾向が見られる。

## 2. 4. 2 実橋振動試験による振動特性の検討

### (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  $\delta$  の振動特性を適切に考慮する必要がある。鋼少数 I げた橋の対風応答は、構造減衰  $\delta$  の値で大きく変わるため、合理的な耐風設計を行うには、精度良く構造減衰  $\delta$  を設定することが極めて重要となる。

鋼少数 I げた橋については、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 I げた橋より 2 橋 (A 橋: 最大支間長 60m, B 橋: 最大支間長 70m) と鋼細幅箱げた橋より 1 橋 (C 橋: 最大支間長 110m) の合計 3 橋を対象として、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  $\delta$  を調査した (写真-1)。また、既存のゴム支承を有する鋼箱げた橋の試験結果も併せて整理することにより、構造減衰  $\delta$  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。

### (2) 試験結果と考察

#### 1) 固有振動数

表-4 に、固有振動数の計測結果を示す。鋼箱げた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



写真-1 起振機（土木研究所所有）による実橋振動試験

設定している。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 1.7Hz、1.4Hz）と概ね一致している。一方、ねじれ振動数を求めるための振動数比（ねじれ振動数/たわみ振動数）については、A 橋、B 橋および既存の実橋計測結果によれば、1.1～1.2 であり、箱げた橋における推定式（ $f_{\theta}/f_h=2.0$ ）と比較してかなり小さい値である。

表-4 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

## 2) 構造減衰

ゴム支承を有するけた橋に関して、構造減衰  $\delta$  の計測結果を振動モード別、橋の形式別に整理した図-8 には、本結果も取り込まれている。構造減衰  $\delta$  は、振幅依存性がみられることもあり、計測結果は起振機により 100gal 程度まで加振したものをを用いている。構造減衰  $\delta$  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ものであった。ただし、全体の傾向として、鋼製支承の場合と比較して、ゴム支承の場合では、構造減衰  $\delta$  が小さくなる橋が多くあることがわかった。

これらの結果を踏まえ、ゴム支承では従来とは異なる推定式を用いることになった。

### 2. 4. 3 まとめ

鋼少数 I げた橋を対象として、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  $\delta$  の推定式およびこれらの推定式に基づく耐風安定性の評価法を提案し、実橋に対して概ね適用可能であることを示した。

しかしながら、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。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、別途検討が必要である。

## 2. 5 塔の振動

旧耐風便覧では、事例紹介にとどまっていたが、蓄積されたデータを利用して、けたの振動と同様な予測式を作成した。斜張橋や吊橋の主塔（鋼製）を対象に、架設時（塔独立時）・完成時について、風による振動性状の応答予測式、制振対策の事例および制振装置の設計上の留意事項を記述した。また、照査風速、許容振幅の設定の考え方も記述した。なお、塔の振動現象で対象となる振動は、渦励振とギャロッピングである。

（詳細については紙面の関係で省略する）

## 2. 6 ケーブルの振動

旧耐風便覧では、塔と同様、事例紹介にとどまっていたが、その後、実験、動態観測の事例が充実してきたので、斜張橋ケーブルや吊橋ハンガーロープを対象として、風による振動現象の説明や設計の考え方、制振対策の事例、留意事項等を記述した。また、振動が懸念される場合、あるいは振動が発生して制震対策が必要となった場合に対して、制振対策の考え方、対策方法、主な制振対策工の設計例を示した。ただし、ケーブル振動は研究途上であり、ケーブルの振動の発現条件や発現振幅の推定方法の提示には至っていない。

（詳細については紙面の関係で省略する）

## 3. 合理化橋梁の耐風安定性について

### 3. 1 概要

橋建協では、合理化橋梁（鋼少数 I げた橋・細幅箱桁橋）の耐風安定性に関する研究を行っている。ここでは、平成 17 年度から取り組んでいる細幅箱桁橋の耐風性検討の結果を示す。

### 3. 2 細幅箱桁橋の耐風性

細幅箱桁橋は、箱断面の腹板間隔を従来箱桁より狭くすることにより、縦リブおよび横リブを省略するなど、箱内構造を簡素化した橋梁である。従来形式の箱桁は、主にたわみ振動を問題としていたが、細幅箱桁

は、従来形式に比べて箱面積が小さいため、ねじり剛性が相対的に低くなり、ねじり振動についても検討が必要となる。

代表的な断面（図-12）を有する細幅箱桁橋の対風応答特性を把握するため、標準的な支間長であるA橋と実績最大支間長であるB橋の2断面について二次元風洞試験<sup>8)</sup>を実施した。表-5に対象とした橋梁の諸元と試験条件を示す。たわみとねじれの振動数比は1.9であった。対風応答特性は、鋼少数Iげた橋のものに類似した試験結果が得られた。

### 3. 2. 1 構造減衰の影響（図-13 参照）

構造減衰 $\delta$ の影響に関しては、たわみ振動の場合、 $\delta = 0.06$  以上であれば渦励振の振幅は小さくなった。発散振動は高風速域に移動し耐風性が向上した。

ねじれ振動の場合、 $\delta = 0.06$  以上であれば渦励振は振幅が小さくなり、発散振動は限定振動となった。鋼少数Iげた橋と同様に、構造減衰 $\delta$ の設定で対風応答が大きく変わることがわかった。

### 3. 2. 2 気流の乱れの影響（図-14 参照）

乱流の影響に関しては、乱れ強さ $I_u=5\%$ で渦励振はたわみ振動、ねじれ振動ともに消滅または、振幅が小さくなった。たわみ振動は、明確な発散振動が生じなくなり、ねじれ振動は発現風速が高風速域に移動し、耐風性が向上した。

## 4. おわりに

鋼橋の耐風性について、道路橋耐風設計便覧の改訂のポイントと合理化橋梁である細幅箱桁橋の耐風安定性の検討結果を簡単に紹介した。

便覧の推定式については、編集時点の知見を踏まえて設定したものである。今後も、推定式の基礎となるデータを充実させていくとともに、推定式の検証も行いつつ、適宜改良していくことが必要である。また、推定式に限らず、内容についても定期的に新しい知見（実験データや評価手法など）を踏まえて、改訂していくことが望ましい。

鋼橋の耐風性は、架橋地点の風の特性、振動特性（固有振動数、構造減衰等）、遮音壁の有無、並列橋状態などの条件の変化の影響を受ける。今後も、条件の変化を含めた鋼橋の耐風性について、検討を行っていく予定である。

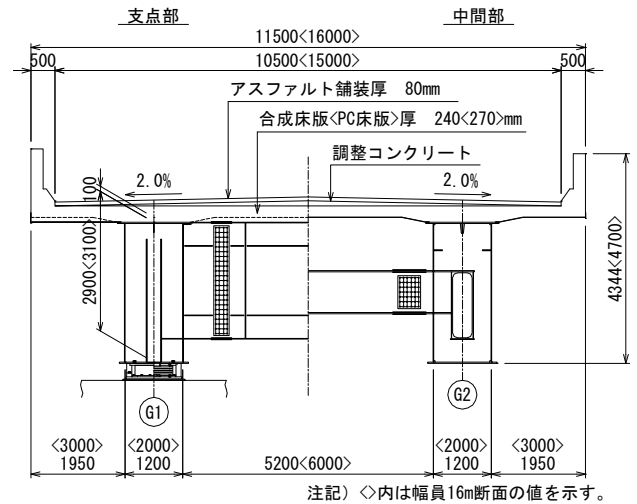


図-12 橋の断面形状

表-5 風洞試験で想定した橋の諸元

	A橋 (幅員11.5m)		B橋 (幅員16m)	
	実橋	模型	実橋	模型
縮尺	1/40		1/45	
最大支間長	80m		110m	
幅員 (B)	11.5m	287.5mm	16.0m	355.6mm
代表高 (D)	4.344m	108.6mm	4.700m	104.4mm
断面辺長比 (B/D)	2.6	2.6	3.4	3.4
主桁高	2.9m	72.5mm	3.1m	68.9mm
単位重量	163kN/m	101N/m	248kN/m	123N/m
極慣性モーメント	228	0.0887	391	0.0953
	$kN \cdot s^2 \cdot m/m$	$N \cdot s^2 \cdot m/m$	$kN \cdot s^2 \cdot m/m$	$N \cdot s^2 \cdot m/m$
たわみ振動数( $f_T$ )	1.17Hz	3.03Hz	0.89Hz	2.75Hz
ねじれ振動数( $f_\theta$ )	2.28Hz	5.90Hz	1.72Hz	5.32Hz
振動数比( $f_\theta/f_T$ )	1.95	1.95	1.93	1.93

## 参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋耐風設計便覧(平成19年改訂版), 2007.12
- 2) 日本道路協会:道路橋耐風設計便覧, 1991.7
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 村越, 麓, 芦塚, 清田, 宮崎:鋼少数主桁橋の耐風安定性と構造特性に関する実験的検討, 橋梁振動コロキウム'03論文集, pp.357-362, 2003.9
- 6) 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.
- 7) K. Fumoto, J. Murakoshi, M. Miyazaki: Experimental Study on Vibration Characteristics of Steel

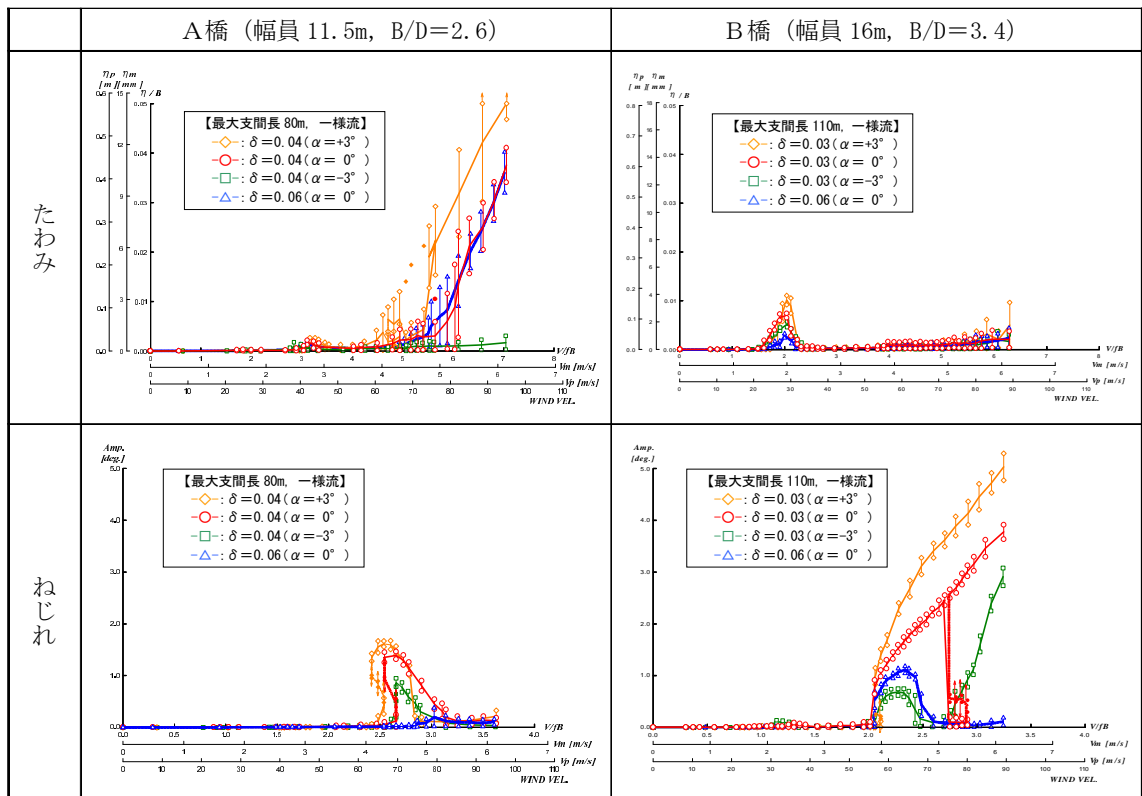


図-13 風速と応答振幅の関係 (構造減衰の影響)

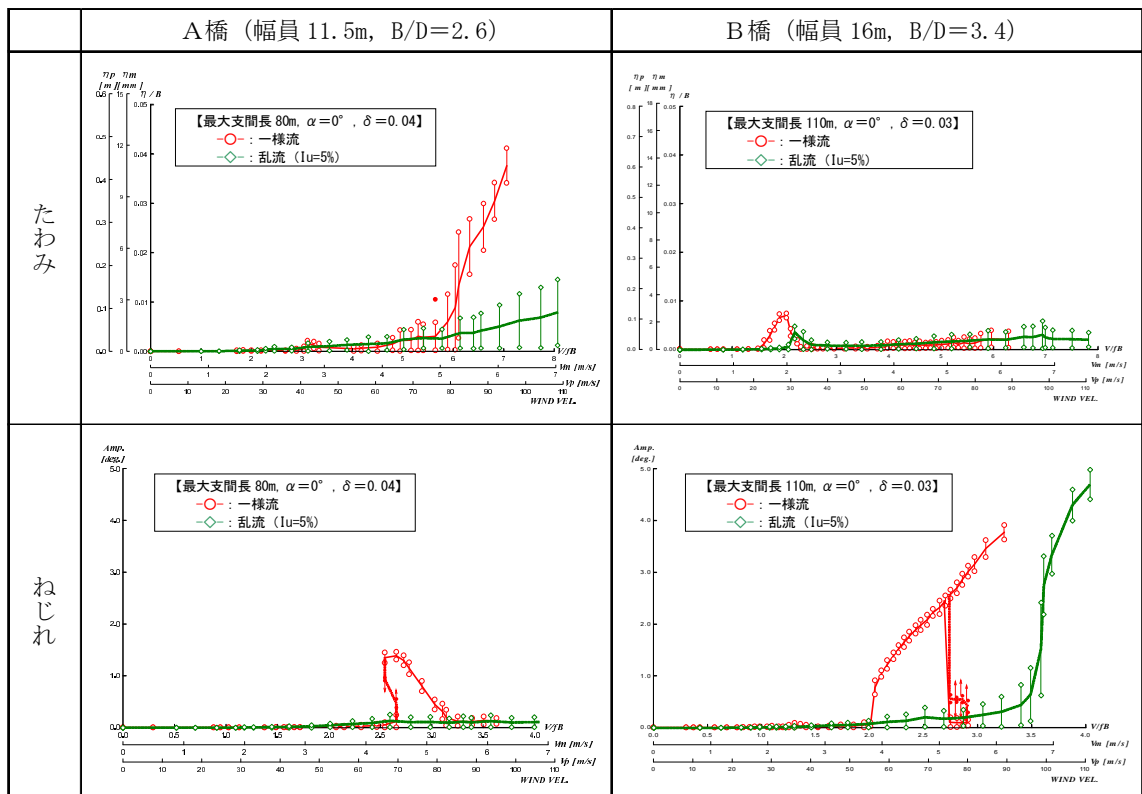


図-14 風速と応答振幅の関係 (乱流の影響)

twoGirder Bridges, Proceedings of the 4th U.S.-Japan Workshop on Wind Engineering UJNR 2007.7

8) 奥村, 井上, 小山, 宮崎: 鋼細幅箱桁橋の耐風特性について, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集,

2008.9

9) 麓, 村越, 鈴木: 起振機を用いた橋梁の現地振動試験, 土木学会第59回年次学術講演会講演概要集, 2004.9