

2 主鈹桁橋の基本的耐風性に関する研究

木場 和義¹⁾ 細見 雅生²⁾ 小林 紘士³⁾

2主鈹桁形式の橋梁は、合理化構造形式として今後建設数が増え、適用支間長も大きくなることが予想される。しかし、この形式は従来の箱桁形式に比べねじれ剛性が小さく、また断面形状が風による影響を受けやすいことから、風による振動現象が問題となる可能性がある。そこで、2主鈹桁形式の基本的な耐風性に関する資料を得ることを目的として、風洞実験による検討を行った。

ここでは、断面形状による応答特性の変化を比較し、支間長による耐風性の変化を推定して、耐風性上問題となる振動現象を検討した結果を報告する。

キーワード：2主桁橋、風洞実験、断面形状、耐風対策、渦励振

まえがき

近年の建設コスト縮減の要請から、合理化橋梁に関する研究開発が活発に行われ、新形式橋梁として提案・建設されている。合理化橋梁のうち、主桁の本数を減らした少数主桁形式、特に2主鈹桁形式は経済的効果が大きく、床版形式との組合せによって適用スパン範囲も広いことから建設事例が増えている。現在は中小スパン橋梁における実施例が多いが、将来的には連続桁橋や斜張橋などの長支間橋梁に対しても適用されるものと予想される。

2主鈹桁形式は、箱桁形式に比べて桁のねじれ剛性が小さく、風によって発生するねじれ振動がこれまでの桁橋より低風速で発生することから、風による振動問題に注意する必要がある。この動的な耐風性の問題は、支間長が大きくなるほど重大な問題となるため、これまで2主鈹桁形式の斜張橋を対象とした研究¹⁾が実施されている。一方、支間長100m未満の桁橋に2主鈹桁形式を適用した場合でも、桁形状や振動特性がこれまでの桁橋と異なることから、使用性だけでなく初通過破壊^(文末参照)や疲労損傷が問題となる可能性がある。

この2主鈹桁形式桁橋の動的耐風性に関する検討は、支間長70~90mのPC床版桁橋を対象とした検討事例^{2),3),4)}が数例ある程度で、検討事例がほとんど無い状況である。

本文は、支間長100m前後の桁橋の耐風性検討に関する問題点を提示し、2主鈹桁形式桁橋の風による振動問題に着目した風洞実験の結果を示して、基本的な耐風安定性について検討した結果を報告するものである。

1. 研究の目的

支間長100m規模の合理化形式橋梁では、これまでの長大橋梁を対象とした耐風設計の検討事項がそのまま適用できない点があると推察される。道路橋耐風設計便覧⁵⁾(以下、耐風便覧)に見られる、支間長100~200mの長大橋の耐風設計における構造と空力振動挙動の特徴に対比させて、支間長100m規模の2主鈹桁橋に現れる構造特性と空力振動の推定を行った。結果を表-1に示す。

表-1に示すように、長大橋と中規模桁橋では、限定型の振動現象である渦励振に対する許容振幅の考え方が異なることが考えられる。長大橋では、

1) 技術研究室係長 2) 技術研究室室長 3) 立命館大学理工学部教授

表-1 耐風設計項目の比較

項目	耐風設計便覧 (長大橋)	合理化桁橋 (2主鉄桁橋)
支間長	100~200m程度	100m程度
振動特性	振動数比(ねじれたわみ) =2~3程度	振動数比(ねじれたわみ) =1.1~1.4程度
断面形状	箱型, 6角形型	π型(旧タコマ橋と同形)
橋の配置	単独橋	並列橋が多い
地形条件	海岸部, 河川部	山間部, 都市部
構造減衰	桁橋: 0.04以上, 斜張橋: 0.02	0.04未満 (振動実験の結果)
問題となる振動	渦励振: 比較的低風速域 で発生 フラッター: 設計風速付 近で発生	渦励振: 高風速域で発生 ねじれフラッター ギャロッピング パフエッティング
許容振幅 (渦励振)	使用性から, 振動加速度 100galを基準として設定 ($a=0.04/f_n$)	高風速域では使用性より も初通過破壊と疲労損傷 の検討が必要

比較的低風速域で渦励振が発生することから、使用性の確保が問題となり許容振幅が設定される。一方中規模桁橋では、設計風速に近い高風速域で渦励振の発生が予測されるため、構造物の限界状態から許容振幅が検討されるものと考えられ、振動現象に対する定量的な評価が重要になる。また、設計方法が性能照査型に移行することに伴って、耐風設計に対してもより精度の高い内容が要求され、今後風洞試験に対してさらに精度の高い内容が求められる。

2主鉄桁形式の橋梁については、その断面形状と振動特性から耐風安定性に関する検討が必要と考えられるが、現在のところ実橋の耐風安定性を予測するための資料は十分ではない。そこで、2主鉄桁橋の基本的な耐風安定性を検討することを目的として風洞実験を実施し、地覆、高欄を取り付けない断面(基本断面)を対象として気流迎角の違いによる応答特性を比較した。また、床版端部に地覆または壁高欄を取り付け、端部形状が応答特性に与える影響を検討した。さらに、耐風対策

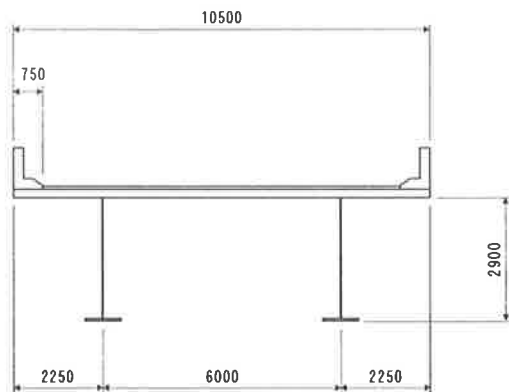


図-1 断面形状

を検討する際の方向性を探ることを目的として、主桁下フランジの下側に水平板を設置した場合の応答特性の変化を調べた。これら風洞実験の結果から、実橋における耐風性を推定し、許容振幅の考え方に関する検討を行った。

2. 想定した橋梁の概要

検討対象には、主桁間隔 6m の標準的な PC 床版 2 主鉄桁橋を想定した。断面形状を図-1 に、構造諸元を表-2 に示す。

これまでに建設されている PC 床版 2 主鉄桁橋では、最大支間長は 86.5m(利別川橋)であり支間長 60m 前後の実績が多い。想定橋梁の構造諸元の設定では、今後合成床版や鋼床版との組合せにより 2 主鉄桁形式橋梁の支間長が大きくなる可能性があることを考慮し、支間長を 100m として諸元を設定している⁴⁾。

表-2 想定橋梁の構造諸元

橋梁形式	連続 2 主鉄桁橋
支間長	100 m
幅員	10.5 m
桁高	2.9 m
桁間隔	6 m
フランジ幅	0.85 m
単位長さ質量	18.94 kN・s ² /m ²
単位長さ極慣性モーメント	184.7 kN・s ²
たわみ振動数	0.755 Hz
ねじれ振動数	1.07 Hz

3. 風洞実験

2次元剛体模型を使用したバネ支持応答実験を実施した。実験ケースを以下に示す。

- ① 基本断面(地覆なし)の応答実験
- ② 床版端部形状(高欄・地覆形状)の影響を調べるための応答実験
- ③ 下フランジ下側に水平板を付加する制振対策を実施した場合の応答実験

実験の内容は、次章で述べる。

(1) 使用模型

風洞実験で使用する模型は、縮尺 1/60 の 2次元剛体模型とし、模型の長さは 1m とした。表-3 に模型諸元の縮尺比と所要値を示す。

構造減衰は、最近の合理化桁橋を対象とした実験で従来の桁橋よりも小さい値が報告されている

表-3 模型の諸元

諸元	単位	縮尺比*	実橋想定値	模型所要値
構造幅	m	1/n	10.500	0.175
単位長さ質量	N・s ² /m ²	1/n ²	18.94×10 ³	5.261
単位長さ極慣性モーメント	N・s ²	1/n ⁴	184.7×10 ³	0.01425
たわみ振動数	1/s	—	0.755	4.53
ねじれ振動数	1/s	—	1.07	6.42
風速	m/s	—	80m/s以下	8m/s以下
対数減衰率	—	1	0.02	0.02

※ n=60

こと⁶⁾から、対数減衰率 $\delta=0.02$ を設定した。

(2) 実験方法

立命館大学風環境研究室の風洞を、2次元実験用風洞（測定部断面：幅 1.2m×高さ 1.8m）にして使用した。2次元剛体模型を、8本のコイルバネと支持アームを用いて、模型のたわみ方向（上下）とねじれ方向（回転）の2自由度振動系になるように支持し、質量、極慣性モーメントおよび振動数などの諸元を模型所要値に調整した。模型に対して気流が作用する角度（迎角）を、0°（水平）と±5°（+は模型に対して吹上）に設定して一様流を作用させ、風速と応答振幅の関係を調べた。風洞実験の実施状況を写真-1に示す。

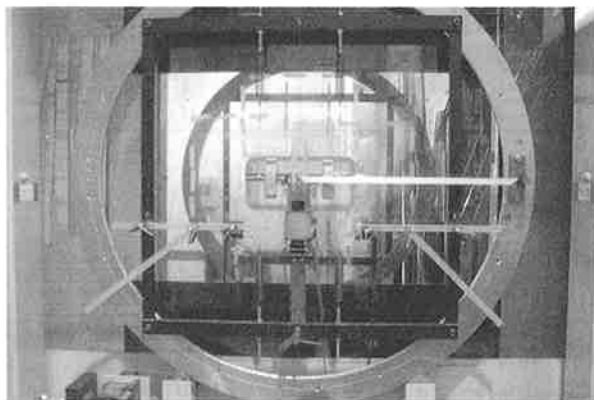


写真-1 風洞実験実施状況

4. 風洞実験結果

(1) 基本断面の応答特性

床版端部に何も取り付けない基本断面を対象として、気流迎角による応答の比較を行った。たわみ振動およびねじれ振動の、風速に対する応答を図-2に示す。横軸は、風速をたわみ振動およびねじれ振動それぞれの固有振動数(f_n, f_θ)と、代表寸法(桁高:D)で無次元化した値(換算風速: $U/f_n D$)を

示す。また縦軸は、応答振幅の実効値(たわみ振動: η_{rms} , ねじれ振動: θ_{rms})である。

図より、応答は気流迎角の変化に敏感であり、迎角が吹き上げになるに従って不安定化する傾向がある。迎角が0°から+5°に変化すると、たわみ振動、ねじれ振動とも、渦励振の振幅がほぼ倍となる。

迎角0°における想定橋梁の最大応答振幅を推定する。ここでは、風洞実験の結果に、耐風便覧で示されている振動モード補正係数(=1.3)を用いて実橋レベルの振幅を算出する。また、照査風速に関しては以下の条件を設定する。

- ・地表粗度区分：II
- ・高度：40 m
- ・基本風速：U₁₀=30 m/s

この条件と表-2に示した橋梁諸元より、耐風便覧に基づいて照査の基準値を求める。以上より推定される、応答振動の発現風速と振幅および照査の基準値を表-4に示す。

想定橋梁においては、ねじれ発散振動と渦励振が問題となり、何らかの対策が必要とされる。

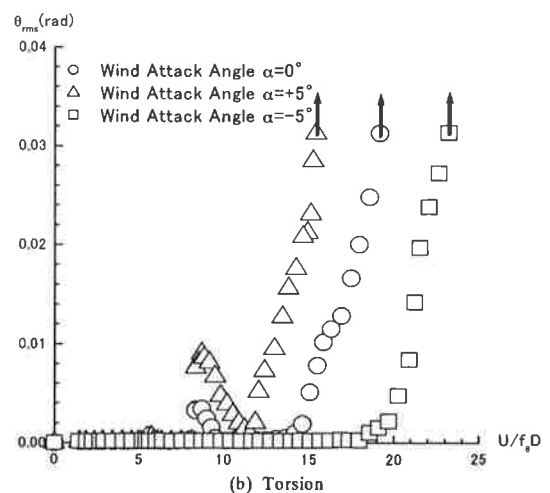
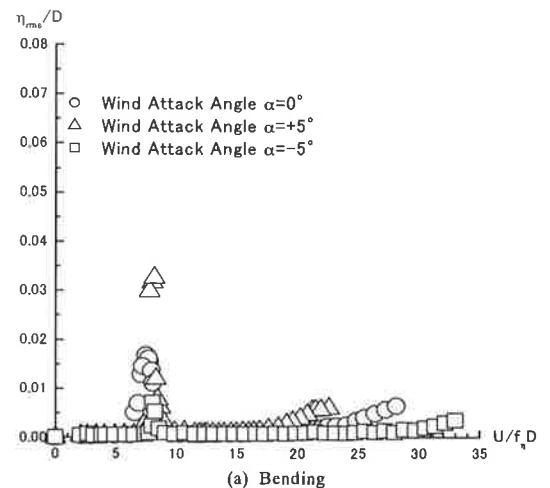


図-2 基本断面の応答特性

表-4 基本断面の耐風性照査結果

照査項目		風洞実験に基づく推定	照査の基準値	
ねじれ発散振動	風速	$U_{cr}=47\text{m/s}$	$U_{cr}=51\text{m/s}$	OUT
	たわみ渦励振	風速	$U_{cvh}=17\text{m/s}$	$U_{cr}=37\text{m/s}$
ねじれ渦励振	振幅	$h_c=0.089\text{m}$	$h_n=0.053\text{m}$	OUT
	風速	$U_{cv\theta}=25\text{m/s}$	$U_{cr}=37\text{m/s}$	OUT
ねじれ渦励振	振幅	$\theta_c=0.37\text{deg}$	$\theta_n=1.22\text{deg}$	OK

(2) 床版端部形状の影響

地覆や高欄などの床版端部の形状が、応答特性に与える影響を調べることを目的として応答実験を実施した。表-5 に示す壁高欄や地覆を模した部材を、基本断面模型に取り付け、床版端部の形状を変えて実験を行った。実験結果のうち、迎角 0° の場合の応答を図-3 に示す。

図より、渦励振の開始風速およびフラッターの発生風速には床版端部形状による大きな変化はないが、渦励振の最大振幅は変化している。またその効果は、たわみ渦励振とねじれ渦励振では異なっている。例えば、壁高欄を模した A タイプでは、たわみ渦励振振幅は小さくなるが、ねじれ渦励振振幅は大きくなっている。

床版端部形状の高さ h による渦励振振幅の変化を、図-4 に示す。風の迎角によって変化の特性は異なるが、床版端部に比較的低い突起がある場合に渦励振振幅が大きくなる。

渦励振の発生は、床版端部からの気流の剥離で生成された渦が、床版表面を通過する際の周期的な圧力変動で説明される。これより、床版端部の突起によって気流の剥離が促進され、作用する空気が大きくなることによって振幅が大きくなると考えられる。さらに突起の高さが大きくなると、

表-5 床版端部の形状

名称	模型寸法 (mm)	形状図
基本断面	地覆無し	
地覆 A	(h × b) 19 × 5	
地覆 B	10 × 7	
地覆 C	10 × 10	
地覆 D	4 × 10	

剥離した気流が床版表面に再付着しなくなり渦励振が発生しないものと推定される。同様に、迎角が $+5^\circ$ の場合は、突起の影響に吹き上げの効果が加わり、気流の再付着がなくなることでたわみ渦励振が発生しなくなるものと推定される。

今回想定した橋梁では、壁高欄相当の高さの突

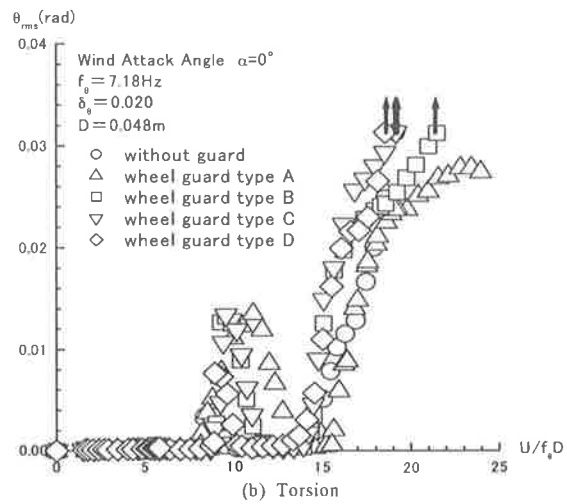
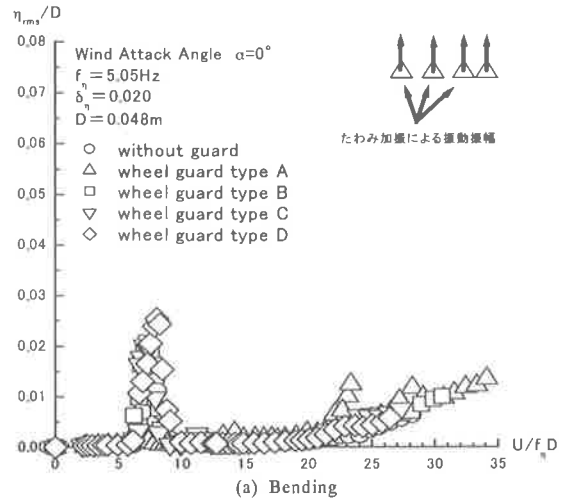


図-3 床版端部形状による応答特性の比較

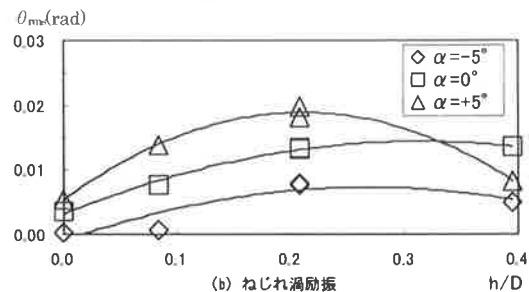
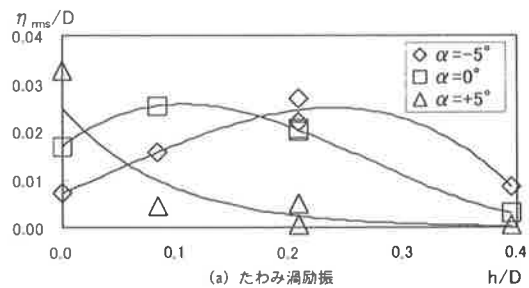


図-4 床版端部形状による振幅の変化

起で渦励振の振幅はかなり小さくなるが、床版幅が大きい場合には気流の再付着が可能となり、渦励振が発生する可能性がある。

(3) フランジ下水平板の効果

主桁下フランジ付近の付加物による、耐風安定性の向上効果を検討する目的で、下フランジの下側に水平板を取り付けた場合の応答を調べた。

水平板の設置状況を図-5 に示す。設定した条件は、主桁下フランジから水平板までの間隔 e を3種類 ($e/D = 0.042, 0.083, 0.125$)、水平板の幅 b_s を4種類 ($b_s/b_f = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$, b_f : フランジ幅) 設定し、それぞれについて応答特性を調査した。

迎角 $\alpha=0^\circ$ の場合、水平板 ($e/D = 0.125$, $b_s/b_f = 2$) の有無による応答の比較を図-6 に示す。

図より、水平板の設置によって渦励振発現風速の変化は無いが、振動振幅に影響を及ぼすことが認められる。またフラッター発現風速は、わずかに高風速側に移行している。

水平プレート取り付け条件による、渦励振振幅の変化を図-7 に示す。縦軸には、水平プレート設置時の振幅を、水平プレートのない基本断面の振幅を基準とした比で示している。

図より、たわみ渦励振の振幅は、プレートの大きさ b_s と主桁下フランジからの間隔 e に比例して大きくなる傾向がある。ねじれ渦励振の振幅は、条件によっては小さくなる場合もあるが、水平プレートの影響はあまり認められない。

渦励振の振幅は、断面の形状比 (B/D , B :幅員, D :高さ) に反比例する傾向があることから、水平プレートの設置は見かけの桁高を大きくする効果があるものと推定され、水平プレートの設置だけでは耐風安定性を向上させる有効な対策とはならない。しかし、下フランジ付近の付加物で応答特性が変化することを確認できたので、このことを考慮して付加物の形状や設置位置を工夫することで有効な対策にすることも可能と考えている。

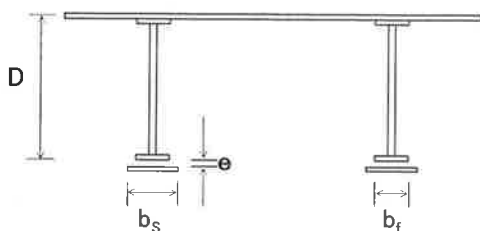


図-5 フランジ下水平板の設置状況

5. 2 主桁桁橋の耐風性の検討

(1) 耐風設計便覧との比較

実橋の計画における動的な耐風設計は、耐風便覧に基づいて行われる。耐風便覧で示されている、実橋の風による振動の推定方法に従い、風洞実験結果に基づいた値と推定式による値を算出して比

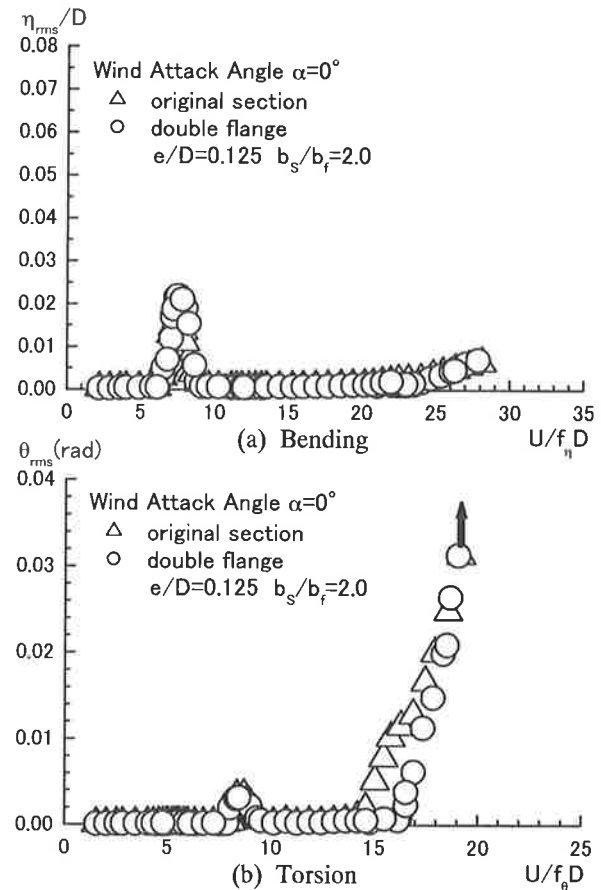


図-6 フランジ下水平板による応答の比較

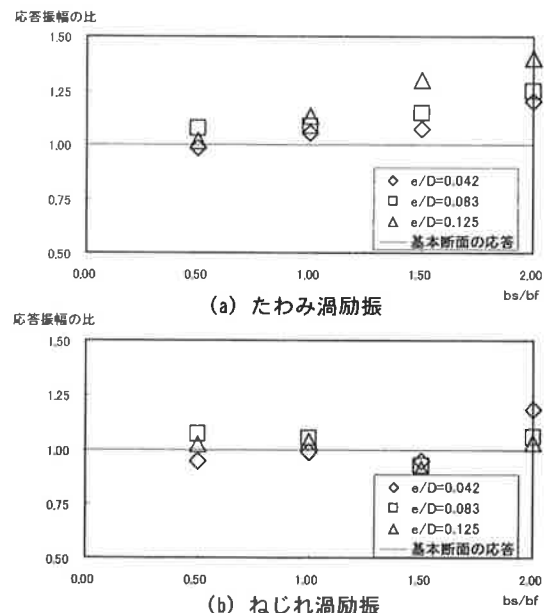


図-7 フランジ下水平プレートによる振幅の変化

較する。実橋を想定した風洞実験結果として、地覆Dを設置した断面の、迎角 0° の結果を使用する。推定結果を表-6 に示す。

表中の渦励振最大振幅は、乱れのない様な風が作用した場合の振幅を示し、乱れ強さ(Iu)15%の風を想定して耐風便覧に従って乱れによる振幅低減を考慮した値を()内に示している。

耐風便覧の振動照査の必要性判定では、桁橋はねじれ発散振動の照査は必要ないことになるが、風洞実験では照査風速以下でねじれ発散振動が発生する。これは、2主鈹桁橋のねじれ剛性が従来の箱断面桁橋に比べて小さく、ねじれ振動数が下がることが原因と考えられる。ねじれ発散振動、たわみ発散振動、ねじれ渦励振の発現風速およびねじれ渦励振の最大振幅は、推定式による値は風洞実験結果に比べて安全側となるが、両者には大きな差があり、推定式だけによる照査は難しい。

たわみ渦励振については、発現風速は推定式による値と風洞実験結果はほぼ一致する。しかし最大振幅は、推定式の値は風洞実験結果の半分程度しかなく、振幅を過小評価する危険がある。

推定式による値と、風洞実験結果に基づく値に大きな差があるのは、2主鈹桁橋の断面形状、形状比(B/D)および振動特性などが、これまで動的な耐風設計の対象であった橋梁と異なることが原因と考えられる。

表-6 風洞実験結果(地覆 D)と推定式の比較

項目		風洞実験に基づく値	便覧による推定値	便覧による照査の基準
ねじれ発散振動の照査		必要	-	
たわみ発散振動の照査		必要	必要	
渦励振の照査		必要	必要	
ねじれ発散振動	発現風速	43 m/s	28 m/s	$U_{r,c} = 51 \text{ m/s}$
たわみ発散振動	発現風速 ($\alpha = +5^\circ$)	59 m/s	32 m/s	$U_{r,c} = 44 \text{ m/s}$
たわみ渦励振	発現風速	18 m/s	16 m/s	$U_d = 37 \text{ m/s}$
	最大振幅 ($I_u = 0.15$)	0.133 m (0.053 m)	0.078 m (0.031 m)	$h_a = 0.053 \text{ m}$
ねじれ渦励振	発現風速	28 m/s	15 m/s	$U_d = 37 \text{ m/s}$
	最大振幅 ($I_u = 0.15$)	0.81 deg (0.16 deg)	2.25 deg (0.45 deg)	$\theta_a = 1.22 \text{ deg}$

(2) 2主鈹桁橋の耐風性

2主鈹桁橋の耐風性を検討する目的で風洞実験を行った結果、想定した条件ではねじれ発散振動とたわみ渦励振の発生が問題になることが明らか

になった。ここでは、実橋の計画・設計において、動的な耐風設計が必要となる橋梁規模の範囲を推定することを目的として、支間長による耐風性の変化を検討する。

検討条件：

- ・支間長の範囲は 50~150m とする。
- ・作用する風は一様流と乱れ強さ 15%を想定。
- ・検討断面の桁高、単位長さ当りの質量と極慣性モーメントは一定とする。
- ・したがって、検討範囲に対して地覆D断面の風洞実験結果(表-6)が使用できる。

まず振動数について検討する。たわみ振動数 f_h は、下の耐風便覧の簡易推定式により近似される。

$$f_h = \frac{100}{L} \quad L: \text{支間長(m)} \quad (1)$$

図-8 に、式(1)による推定値と実橋で計測された値を示す。推定値と計測値はよく合っていることから、たわみ振動数として式(1)で求まる値を使用する。またねじれ振動数 f_θ については、たわみ振動数に対する振動数比を実橋振動実験^{6),7),8)}の計測結果から 1.1 として次式で算出する。

$$f_\theta = 1.1 \cdot f_h \quad (2)$$

次に、ねじれ発散振動とたわみ渦励振の発現風速に対する支間長の影響を検討する。風による振動では、発現風速(U_{cr})は振動現象ごとに断面形状で定まるある換算風速値($U_{r,cr}$)となる。

$$\frac{U_{cr}}{f_n \cdot D} = U_{r,cr} \quad (3)$$

f_n : 固有振動数, D : 代表寸法

したがって、たわみ渦励振の発現風速(最大振幅となる風速)と、ねじれ発散振動の発現風速(発生する風速)は次式で求められる。

たわみ渦励振：

$$U_{cr}^h = U_{r,cr}^h \cdot f_h \cdot D = U_{r,cr}^h \cdot \frac{100}{L} \cdot D \quad (4)$$

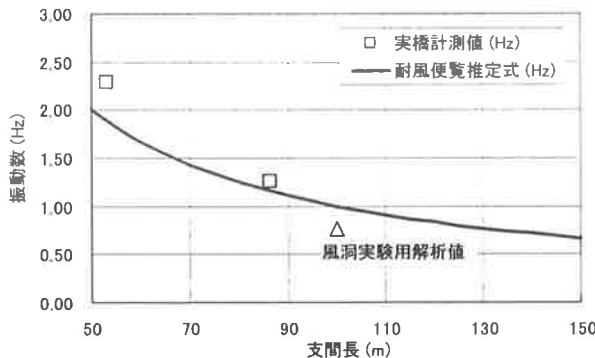


図-8 支間長によるたわみ振動数の変化

ねじれ発散振動：

$$U_{cr}^{\theta} = U_{r,cr}^{\theta} \cdot f_{\theta} \cdot D = U_{r,cr}^{\theta} \cdot \frac{110}{L} \cdot D \quad (5)$$

風洞実験結果より、 $U_{r,cr}^{\theta} = 6.9$ 、 $U_{r,cr}^{\theta} = 11.9$ である。発現風速の計算結果を図-9 に示す。ここで交通規制風速は 20m/s と仮定している。

図より、ねじれ発散振動と渦励振の発現風速は、支間長に反比例し、支間長が小さくなると発現風速は高くなる。各照査風速と比較すると、支間長 60m 以上でたわみ渦励振の発生が、支間長 80m 以上でねじれ発散振動の発生が問題になると予測される。また、たわみ渦励振に対して使用性が問題となるのは、支間長 110m 以上と推定される。

たわみ渦励振に対する許容振幅は、耐風便覧では使用性から 0.25m/s の振動速度に相当する振幅として次式で示されている。

$$h_a = \frac{0.04}{f_h} \quad (6)$$

式(1)を代入して、

$$h_a = \frac{0.04 \cdot L}{100} \quad (7)$$

また、100gal の振動加速度に相当する振幅として、同様に整理すると次式となる。

$$h_a = \frac{1.0}{(2 \cdot \pi \cdot f_h)^2} = \frac{L^2}{(200 \cdot \pi)^2} \quad (8)$$

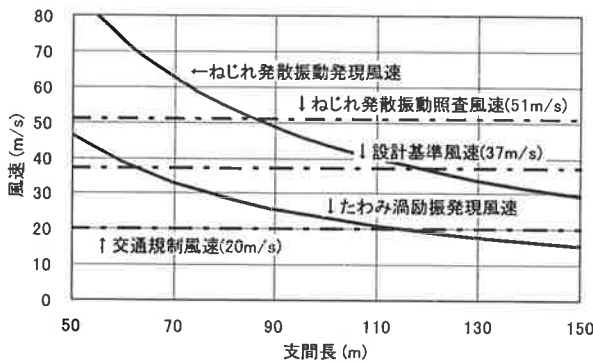


図-9 支間長による発現風速の変化

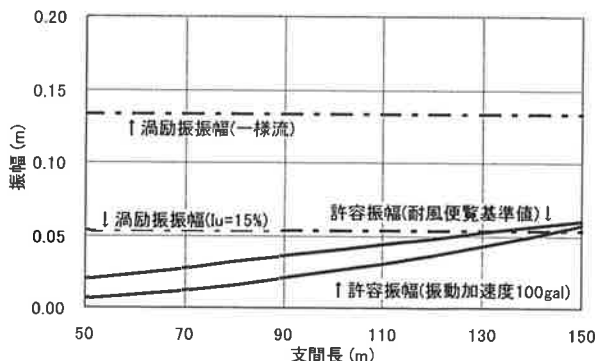


図-10 支間長による使用性に対する許容振幅

図-10 に、式(7)、(8)で求められる許容振幅と風洞実験結果から推定されるたわみ渦励振の振幅を示す。許容振幅は、支間長とともに大きくなるが、気流の乱れを考慮して振幅を低減した場合でも、支間長 150m 付近まで許容振幅を上回る可能性がある。

最後に、たわみ渦励振が最大振幅時の主桁下フランジの応力度と、支間長の関係を整理する。ここでは、たわみ 1 次モード振動の振動形は単純梁の等分布荷重によるたわみ曲線に近いと考える。

たわみ渦励振の最大振幅 h_{max} が、静的等分布荷重による支間中央のたわみに等しいと仮定すると、

$$h_{max} = \frac{5 \cdot w_w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (9)$$

w_w : 等分布空気力、 EI : 曲げ剛性

また最大曲げモーメント M_{max} は、

$$M_{max} = \frac{w_w L^2}{8} \quad (10)$$

式(9)の w_w を式(10)に代入すると、

$$M_{max} = \frac{384 \cdot E \cdot I \cdot h_{max}}{40 \cdot L^2} \quad (11)$$

この曲げモーメントによる応力度を、渦励振時の最大応力度とする。

$$\sigma_w = \frac{M_{max}}{I} y \quad (12)$$

$$y = \alpha \cdot H \quad (13)$$

y : 縁端距離

α : 定数(=0.93:合成断面と設定)

H : 桁高

式(12)に式(11),(13)を代入して、

$$\begin{aligned} \sigma_w &= \frac{384 \cdot E \cdot I \cdot h_{max}}{40 \cdot L^2} \cdot \alpha \cdot H \\ &= 9.6 \cdot E \cdot h_{max} \cdot \alpha \cdot H \cdot \frac{1}{L^2} \end{aligned} \quad (14)$$

上式から、たわみ渦励振による最大応力度は、支間長の 2 乗に反比例し、支間長が小さくなる

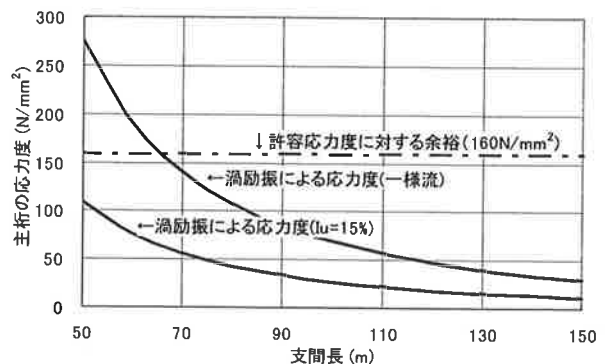


図-11 支間長と主桁応力度の関係

と発生応力度は大きくなる。求められた応力度を、支間長を横軸として示したものが図-11である。

死荷重載荷状態の応力度を考慮して、風による振動時の許容応力度に対する余裕を 160N/mm^2 と想定した場合、一様流が作用する場合には、支間長 70m 付近以下で振動時の応力度が許容値を超える。気流の乱れを考慮して振幅を低減した場合には、主桁の応力度は問題ない。

6. 結論

本研究では、2主桁橋の基本的な耐風性に関する資料を得ることを目的として、風洞実験を実施して耐風性に対する断面形状と支間長の影響を検討した。得られた知見を以下に示す。

- ① 2主桁形式、支間長=100m の想定橋は、ねじれ発散振動と渦励振が耐風設計上問題となる。
- ② 渦励振応答は、床版端部形状(地覆,高欄)の大きさにより変化する。高さのある壁高欄の場合、たわみ渦励振応答は小さくなる。
- ③ 主桁下フランジの下に水平板を取り付ける耐風対策は、発生する振動現象に対して効果的な対策とはならなかったが、今後対策を検討する際の有効なデータが得られた。
- ④ 風洞実験の結果をもとに2主桁橋の耐風性に関する橋梁規模(支間長)の影響を検討した。その結果、
 - a) 支間長 80m 以上では、ねじれ発散振動の発生が問題となる。
 - b) 支間長 110m 以上では、たわみ渦励振が低風速(20m/s 以下)で生じ、使用性に対する検討が必要となる。
 - c) 支間長 70m 程度以下では、たわみ渦励振が生じた場合に主桁の応力度が問題となる。

支間長70m程度以下の規模で問題となる渦励振は、風速30m/s付近で発生が予測されるもので、これまでに観測された事例は無いが十分な注意が必要と考える。また、渦励振は形状比(B/D)や構造減衰、気流の乱れによって振幅が変化するので、これらによる影響についても注意する必要がある。

今後は、振動発生メカニズムの整理および有効な制振対策の提案を目標として検討を進める予定である。

あとがき

本研究は、立命館大学との共同研究として実施されたものである。風洞実験の実施に際しては、立命館大学構造研究室の浮氣久範さん、田中久美子さんのご協力を頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

※初通過破壊：変動する風による振動で、部材に発生する応力が最初に部材強度を超えて破壊に至ること。この問題は確率的に取り扱われる。

参考文献

- 1) 例えば、久保喜延・木村吉郎・山口栄輝・加藤九州男・貞島健介・岡本有造：2主桁橋の空力弾性振動メカニズムに関する研究，第16回風工学シンポジウム，pp.357-362，2000.
- 2) 青木大輔・佐々木保隆・前原直樹・兼重 寛：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，I-B 349，pp.698-699，2000.10.
- 3) 植田利夫・山口映二・猪原 茂：合理化構造形式2主桁橋梁の空力振動特性，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，I-B 61，pp.122-123，1999.9.
- 4) 山田 均：少数主桁橋の耐風特性，第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.59-67，2001.8.
- 5) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.
- 6) 水口和之・西星匡博：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回年次学術講演会講演概要集，I-B 103，pp.206-207，1999.9.
- 7) 中村 元・宮越 信・藤浪紀雄・橋 吉宏・畠中真一・枝元勝哉：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回年次学術講演会講演概要集，I-B 108，pp.216-217，1999.9.
- 8) 大垣賀津雄・西尾研二・山本晃久・石毛立也・中村 元・川尻克利・長井正嗣：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回年次学術講演会講演概要集，I-B 253，pp.504-505，1998.9.