
斜張橋の斜風による鉛直ガスト応答の予測

Vertical Gust Response Prediction of Cable-Stayed Bridges in Yawed Wind

中村 聖三(Shozo Nakamura) 長町 賢(Ken Nagamachi) 川井 豊(Yutaka Kawai) 木村 吉郎(Kichiro Kimura) 藤野 陽三(Yozo Fujino) 田中 宏(Hiroshi Tanaka)

要旨：

平板断面を有する片持ちばり模型を対象とした斜風に対するガスト応答予測手法にいくつかの仮定および近似を加えることにより、張り出し架設中の斜張橋2橋について斜風中での鉛直ガスト応答の予測を試みた。その際、前縁に直角な風速成分を有効風速と定義し、橋軸および橋軸直角方向成分それぞれについて独立に応答を計算した。また、橋桁断面のいくつかの空気力係数は、同じアスペクト比を有する平板翼の特性から近似的に求めた。得られた解析結果を全橋模型による風洞実験結果と比較したところ、両者はおおむね一致し、今回用いた仮定および近似の妥当性が検証せれるとともに、本解析法の架設時斜張橋への適用性が示された。

Synopsis：

A vertical gust response in yawed wind of two cable-stayed bridges under construction was predicted by applying a modified gust analysis method. Two effective wind velocities, i.e. the velocity component normal to the bridge axis and the component normal to the free end of the girder, were considered separately. Some aerodynamic coefficients of the deck were estimated from the aerodynamic characteristics of the flat plates with same aspect ratio. Comparison was made between the analytical and experimental results, and on the whole, the results agreed in both bridges. Consequently, validity of the approximation was confirmed and applicability of the analysis method was shown.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

Vertical Gust Response Prediction of Cable-Stayed Bridges in Yawed Wind



中村 聖三

Shozo Nakamura
エンジニアリング事業
本部 鋼構造研究所上
木建材・橋梁研究室
主任研究員(部長)・工
博



長町 賢

Ken Nagamachi
エンジニアリング事業
本部 鋼構造研究所上
木建材・橋梁研究室



川井 豊

Yutaka Kawai
橋梁・鋼構造事業部
技術部企画開発室長
(部長)・工博



木村 吉郎

Kichiro Kimura
東京大学 工学部土木
工学科 講師・Ph.D.



藤野 陽三

Yoza Fujino
東京大学 工学部土木
工学科 教授・Ph.D.



田中 宏

Hiroshi Tanaka
オタワ大学 工学部土
木工学科 教授・工博

要旨

平板断面を有する片持ちばり模型を対象とした斜風に対するガスト応答予測手法にいくつかの仮定および近似を加えることにより、張り出し架設中の斜張橋2橋について斜風中の鉛直ガスト応答の予測を試みた。その際、前縁に直角な風速成分を有効風速と定義し、橋軸および橋軸直角方向成分それぞれについて独立に応答を計算した。また、橋桁断面のいくつかの空気力係数は、同じアスペクト比を有する平板翼の特性から近似的に求めた。得られた解析結果を全橋模型による風洞実験結果と比較したところ、両者はおおむね一致し、今回用いた仮定および近似の妥当性が検証されるとともに、本解析法の架設時斜張橋への適用性が示された。

Synopsis:

A vertical gust response in yawed wind of two cable-stayed bridges under construction was predicted by applying a modified gust analysis method. Two effective wind velocities, i.e. the velocity component normal to the bridge axis and the component normal to the free end of the girder, were considered separately. Some aerodynamic coefficients of the deck were estimated from the aerodynamic characteristics of the flat plates with same aspect ratio. Comparison was made between the analytical and experimental results, and on the whole, the results agreed in both bridges. Consequently, validity of the approximation was confirmed and applicability of the analysis method was shown.

1 緒 言

自然風の風速変動に起因する変動空気力の作用により、橋梁に生じる不規則振動をガスト応答という。ガスト応答は、渦励振やフラッターなどの現象と異なり、断面形状の工夫でその発現を抑えることは困難であり、長大橋梁において部材の疲労あるいは使用性の低下などの問題を引き起こすことがある。また橋梁の架設時においては、完成時と比較して設計風速が低い場合、フラッターなどの発散振動が問題となることはないが、構造がきわめて柔軟であることから、ガスト応答が設計を支配することもあり得る。

ガスト応答は、自然風を模擬して生成した境界層乱流を用いた全橋模型による風洞実験やガスト応答解析により予測される。しかし、橋梁の動的応答は橋軸直角方向からの風に対して最も大きくなるという認識から、風向の影響はこれまであまり重視されてこなかったと言える。多くの場合このような考え方は安全側となるが、架

設中の斜張橋などにおいては、橋軸直角方向の風による応答に比べ、ある水平偏角を有する斜風による応答のほうが大きくなるなどの実験結果もある。

こうしたことから、近年斜風に対する橋梁のガスト応答を予測しようとするいくつかの試みが報告されている。その最初のものは、Xie らの報告である。Xie らは、平均風速、桁幅、および乱れのスケールに対して、風向の違いに対応した有効値を用いるという考え方を導入して解析を行っており、解析と実験との比較は十分には行われていないが、両者はほぼ一致している。しかし、水平偏角の大きな場合や、架設中斜張橋のように自由端を有する構造系に対しては適用できないことなどの問題点がある。

また木村²⁾は、張り出し架設中の斜張橋を単純化したモデルとして矩形断面を持つ片持ちばりを取り上げ、その短軸方向と長軸方向それぞれに対応する有効風速に基づいて解析を行うことにより、大きな水平偏角を有する斜風中の片持ちばりの鉛直ガスト応答を予測しており、解析結果は測定結果の傾向を定性的ではあるが再現している。

* 平成7年10月20日原稿受付

上記のものとはやや異なる片持ちばりの斜風中でのガスト応答に対する解析手法が、Scanlan⁹⁾により提案されている。そこでは、斜風に対しても橋軸直角方向に平行にストリップを取った定式化が行われており、鉛直応答だけではなく、水平およびねじれ応答に対する定式化も行われているが、解析に用いる係数の求め方が明らかではなく、また解析結果と実験結果との比較も十分ではない。

本研究では、斜風によるガスト応答の注意深い検討が必要となる架設中斜張橋に対して、その鉛直ガスト応答の予測を行った。予測には、木村らが提案した片持ちばりに対する上述の解析手法⁹⁾を、いくつかの仮定および近似を行うことにより適用した。また解析結果を既往の風洞実験結果^{5,6)}と比較することにより、本研究で用いた解析法の適用性について検討した。

本文では、斜風による鉛直ガスト応答解析法の概要を述べるとともに解析例を示し、実験結果と解析結果とを比較することにより、解析法の適用性や用いた仮定および近似の妥当性について検討を加える。

2 斜張橋の斜風による鉛直ガスト応答解析法

2.1 有効風速の定義

本解析では橋桁に作用する空気力のみを考慮し、主塔およびケーブルに作用する空気力は無視する。また、斜風を考慮するため、前縁に直角な風速成分を有効風速であると定義する。これは、スパン長が無尽大である後退翼における考え方であり、ここで対象とする架設中斜張橋には厳密には成立しないが、後で示すように揚力勾配に対して有限スパン長の薄翼に対する値を用いた補正を加え、仮定が近似的に成り立つものとした。

有効風速をこのように定義すると、架設時斜張橋のように自由端を有する構造の場合、斜風に対しては二通りの前縁の取り方が考えられる。すなわち、橋桁の長辺(スパン)および短辺(幅員)である。これに対応して、有効風速 U_e も Fig. 1 に示すように風速の橋軸直角方向成分 U_{ec} あるいは橋軸方向成分 U_{es} となり、以下のように表ける。

$$U_{ec} = U \cos \beta \quad \text{.....(1)}$$

$$U_{es} = U \sin \beta \quad \text{.....(2)}$$

ここに、 U は平均風速、 β は橋軸直角方向からの水平偏角である。以下の解析では、それぞれの有効風速に基づき、独立にガスト応答を計算した。以降、(1)式の有効風速に基づく解析を cos ケース、(2)式の有効風速に基づく解析を sin ケースと呼ぶこととする。また、添字 C および S は、それぞれ cos ケース、sin ケースに対応する。

2.2 ストリップに作用するガスト空気力

本解析ではストリップ理論を仮定するが、ストリップは平均流に平行な方向に取る。また、定式化を簡単にするため、Fig.1 に点線で示した平行四辺形に作用するガスト空気力を橋桁に作用する空気力と等しいものと仮定する。このとき、一つのストリップに作用するガスト揚力 dL は、準定常空気力を用いて次のように表わされる。

cos ケースに対しては、

$$\begin{aligned} dL_c(y', t) &= \frac{1}{2} \rho U_{ec}^2 B dy' (C_{l,ac} + C_{dc}) w(y', t) / U_{ec} \quad \text{.....(3)} \\ &= \frac{1}{2} \rho U B dy' (C_{l,ac} + C_{dc}) w(y', t) \cos \beta \end{aligned}$$

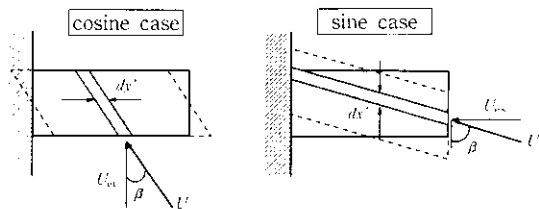


Fig. 1 Cosine and sine cases

sin ケースに対しては、

$$dL_s(x', t) = \frac{1}{2} \rho U dx' C_{l,as} w(x', t) \sin \beta \quad \text{.....(4)}$$

y', x' : 橋桁のスパン方向、幅員方向の座標

t : 時間

ρ : 空気密度

B : 桁幅

l : スパン長

dy', dx' : cos ケース, sin ケースにおけるストリップ幅

$C_{l,ac}, C_{l,as}$: cos ケース, sin ケースに対する揚力係数の迎角に対する勾配

C_{dc} : cos ケースに対する桁幅で無次元化した抗力係数

w : 変動風速の鉛直方向成分

なお、変動風速の主流方向成分 u はガスト揚力に寄与しないものとして無視し、sin ケースに対する抗力成分の寄与も、本定式化では無視している。

揚力係数の勾配は部分模型を用いた三分力試験で得られるが、この試験ではスパン長が有限であることの影響は無視されることになる。そこで、三分力試験で得られた揚力係数の勾配 $C_{l,as0}$ を、平板に対してその影響を考慮する近似式⁷⁾を用いて以下のように修正し、(3)式に用いる cos ケースに対する揚力係数の勾配 $C_{l,ac}$ とする。

$$\frac{C_{l,ac}}{C_{l,as0}} = \left[1 + \frac{C_{l,as0}}{\pi AR} \right]^{-1} \quad \text{.....(5)}$$

ここに、 AR はアスペクト比であり、cos ケースに対しては l/B 、sin ケースに対してはその逆数で定義される。

sin ケースに対する揚力係数の勾配 $C_{l,as}$ は通常の風洞実験では計測されないため、ここでは sin ケースの揚力係数勾配と cos ケースの揚力係数勾配との比 $C_{l,as}/C_{l,ac}$ が、対象とする橋桁と同じアスペクト比を有する平板翼と等しいものと仮定する。すなわち、sin ケースと等しいアスペクト比をもつ平板の揚力係数の測定値⁸⁾の平均勾配 $C_{l,as}$ と、線形理論により求められる cos ケースと等しいアスペクト比をもつ平板翼の揚力係数勾配 $C_{l,ac}$ との比 $C_{l,as}/C_{l,ac}$ に、(5)式から求められる $C_{l,ac}$ を乗じることにより、 $C_{l,as}$ を求めることとする。

なお、sin ケースの揚力勾配を求めるにあたって測定値をもとにしているのは、アスペクト比が小さい平板翼では、側面から剥離した渦の影響により揚力係数勾配が迎角の増加に伴い大きくなるという非線形空気力の影響が大きくなることを考慮するためである。

2.3 橋桁に作用する一般化揚力

斜風を考慮する本解析においては、ストリップを流れ方向に平行に取るため、一般に同一ストリップ内であっても各点におけるある時刻の鉛直変位は異なる。したがって、一般化空気力を求めるには、ストリップ内の変位モードとストリップに沿った空気力分布を考慮する必要がある。平板翼に対しては、乱流中でも変動揚力の含

力は前縁から弦長の1/4だけ離れた位置に作用するが、ここで対象とする橋桁についても同様の空気力分布を仮定する。

変位モードについては、cos ケースではストリップ内の各点における変位の違いの影響は小さいと考えられることから、簡単のためストリップの変位を空気力の合力が作用するとした前縁から弦長の1/4だけ離れた点の変位で代表させる。一方、sin ケースでは、ストリップに沿って橋桁のモード形状と類似する変位形を考慮する。

このとき、ストリップに作用する r 次モードの一般化揚力 dF_r は、(6)式および(7)式で表わされる。

cos ケースに対して、

$$dF_{cr}(y', t) = dL_c(y', t) \times \phi_r \left(y' + \frac{1}{4} B \tan \beta \right) \quad \cdots \cdots (6)$$

sin ケースに対して、

$$dF_{sr}(x', t) = \frac{1}{2} \rho U \frac{l}{l_s} dx' w(x', t) \sin \beta \times \int_0^l C_{l,as}(s) \phi_r'(s) ds \quad \cdots \cdots (7)$$

$\phi_r(y')$: 橋桁の r 次モード形

s : ストリップに沿って前縁から取った座標

l_s : ストリップの長さ

$C_{l,as}(s)$: ストリップに沿った揚力の分布を表わすように s の関数とした揚力係数の勾配

$\phi_r'(s)$: ストリップの r 次モード形

なお、 $C_{l,as}(s)$ は

$$\int_0^l C_{l,as}(s) ds = C_{l,as} \quad \cdots \cdots (8)$$

となるよう正規化し、その形状は平板翼の場合と等しいものと仮定した³⁾。

さらに、橋桁全体に作用する r 次モードの一般化揚力のパワースペクトル $S_{r,zr}$ は次式で求められる。

cos ケースに対して、

$$S_{r,zc}(f) = \left[\frac{1}{2} \rho U B (C_{l,ac} + C_{Dc}) \cos \beta \right]^2 \times \int_0^l \int_0^l S_{ww}(f, y', y'') \phi(y'+e) \phi(y''+e) dy' dy'' \quad \cdots (9)$$

sin ケースに対して、

$$S_{r,zs}(f) = \left[\frac{1}{2} \rho U \sin^2 \beta \times \int_0^l C_{l,as}(s) \phi_r'(s) ds \right]^2 \times \int_0^B \int_0^B S_{ww}(f, x', x'') dx' dx'' \quad \cdots (10)$$

S_{ww} : 変動風速鉛直成分のクロススペクトル

$$e = 0.25 B \tan \beta$$

本解析では S_{ww} として、von Kármán のスペクトルに基づいて、解析的に求められたクロススペクトル¹⁰⁾を用いた。一般にクロススペクトルは複素関数であるが、von Kármán のスペクトルでは等方性を仮定しているため、このクロススペクトルは実部のみを有する。

なお、一般のガスト応答解析で用いられている指数関数型のコヒーレンスと、ここで用いているクロススペクトルの主な違いは、離れた2点における変動風速の相関が、前者ではゼロに近い周波数成分において1に近づくのに対し、後者では1より小さい値になるという点である。乱流により生じる変動風速場の特性をより忠実に反映させるためには、本解析で用いているようなクロススペクトルを用いることが望ましいと考える。

2.4 空力減衰

本解析では鉛直応答のみを対象としているので、自励空気力としては、鉛直振動に対して作用する空力減衰のみを考慮する。

まず、水平偏角が0°、すなわち風向が橋軸直角方向の場合には、平板翼に作用する非定常空気力を表現する Theodorsen 関数を用いて準定常空気力を修正することで、 r 次モードの空力減衰 h_{ar} を次式のように求める。

$$h_{ar} = \frac{\rho B U F(k)}{4 \omega_r M_r} \int_0^l (C_{l,ac} + C_{Dc}) \phi_r^2(y') dy' \quad \cdots \cdots (11)$$

$F(k)$: Theodorsen 関数の実部

$$k = 0.5 \omega_r B / U$$

ω_r : r 次モードの固有円振動数

M_r : r 次モードの一般化質量

斜風中の解析では、平板断面を有する片持ちばりの鉛直振動に対する空力減衰が一様流中では $\cos \beta$ に比例する³⁾ことから、架設時斜張橋においても空力減衰は $\cos \beta$ に比例するものと仮定する。

2.5 r. m. s. 応答の推定

以上のことから、一般化座標で表わされた橋桁の応答スペクトル S_{qr} は、空力アドミッタンス $|X(f)|^2$ を考慮すると次のように求められる。

$$S_{qr}(f) = \frac{|X(f)|^2 |H_r(f)|^2}{\omega_r^4 M_r^2} S_{r,zr}(f) \quad \cdots \cdots (12)$$

ここに、 $|H_r(f)|^2$ はモード減衰を空力減衰と構造減衰の和で置き換えたメカニカルアドミッタンス、 $S_{r,zr}(f)$ は(9)式および(10)式で求められる橋桁全体に作用する一般化揚力のパワースペクトルである。

空力アドミッタンスとしては種々のものが考えられるが、ここでは次式で表わされる Sears 関数の近似式¹⁰⁾を用いることとする。

$$|X(f)|^2 = \frac{1}{1 + 2\pi^2 \frac{B_0 f}{U}} \quad \cdots \cdots (13)$$

ここに、 B_0 は有効弦長で、cos ケースの場合 $B/\cos \beta$ 、sin ケースの場合 $l/\sin \beta$ である。

通常のスペクトル解析と同様、橋桁応答のパワースペクトルを全周波数領域にわたって積分することにより、一般化座標での応答の r. m. s. 値が得られ、さらに着目点のモード形を乗じることにより、当該位置における r. m. s. 応答を得ることができる。

3 数値解析例

3.1 多々羅大橋

3.1.1 解析モデル

本橋はセンタースパン 890 m で、Fig. 2(a) に示すような偏平な箱桁を有する3径間連続鋼斜張橋である。ここでは、二つの架設段階 (Stage 1, Stage 2) を解析対象とした。Stage 1 は大ブロック架設直前の構造系であり、Stage 2 はセンタースパン閉合直前の構造系である (Fig. 2(b), (c) 参照)。それぞれの状態における風洞実験模型の特性を Table 1 に示す。なお、Table 1 における一般化質量は全体構造系で算定している。

また、部分模型の三分力試験から得られた橋桁断面の揚力係数の勾配 $C_{l,\alpha 2D}$ は 5.27 rad^{-1} 、桁幅で無次元化した抗力係数 C_{Dc} は 0.0725 である。

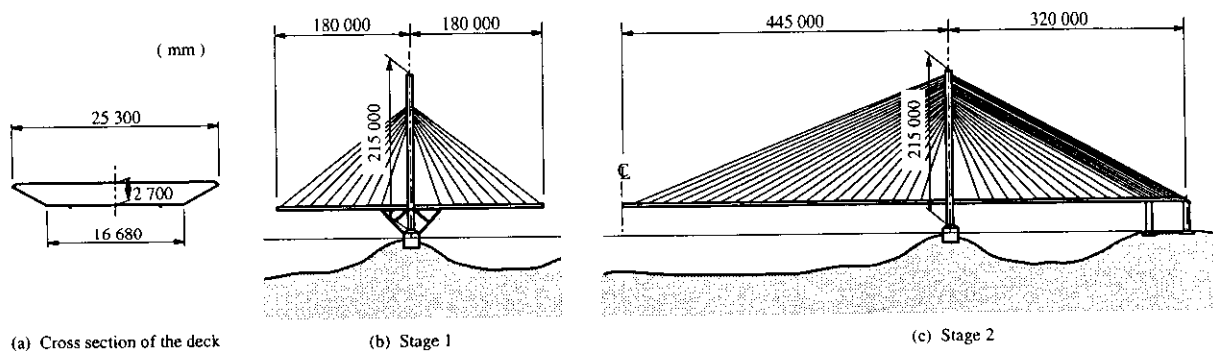


Fig. 2 Tatara bridge under construction

Table 1 Dynamic characteristics of the bridge model in prototype scale

	Stage 1			Stage 2		
	Natural frequency (Hz)	Generalized mass ($\times 10^3$ kg)	Logarithmic damping	Natural frequency (Hz)	Generalized mass ($\times 10^3$ kg)	Logarithmic damping
1st mode	0.172	2 207	0.018	0.242	653	0.018
2nd mode	0.662	272	0.020	0.313	560	0.019

3.1.2 解析結果

解析においては、von Kármán のスペクトルが w のパワースペクトルの測定値と最もよく一致するよう鉛直変動風速の特性 I_w , L_w を仮定した。また、振動モードとしては2次モードまでを考慮し、模型の自由振動実験で得られたモード形を、Stage 1 の1次モードについては主塔位置でゼロとなる直線で近似し、2次モードに

ついては4次関数で近似した。Stage 2 では両モードともセンタースパンの振動のみを考慮し、1次モードは片持ちばりの理論解で、2次モードは片持ちばりの理論解に若干の修正を加えることで近似した。

$\beta = 0^\circ$ と 90° の場合における風速の変化に伴う張り出しスパン先端の r. m. s. 応答の解析値を、実験値と比較して Fig. 3 に示す。これ

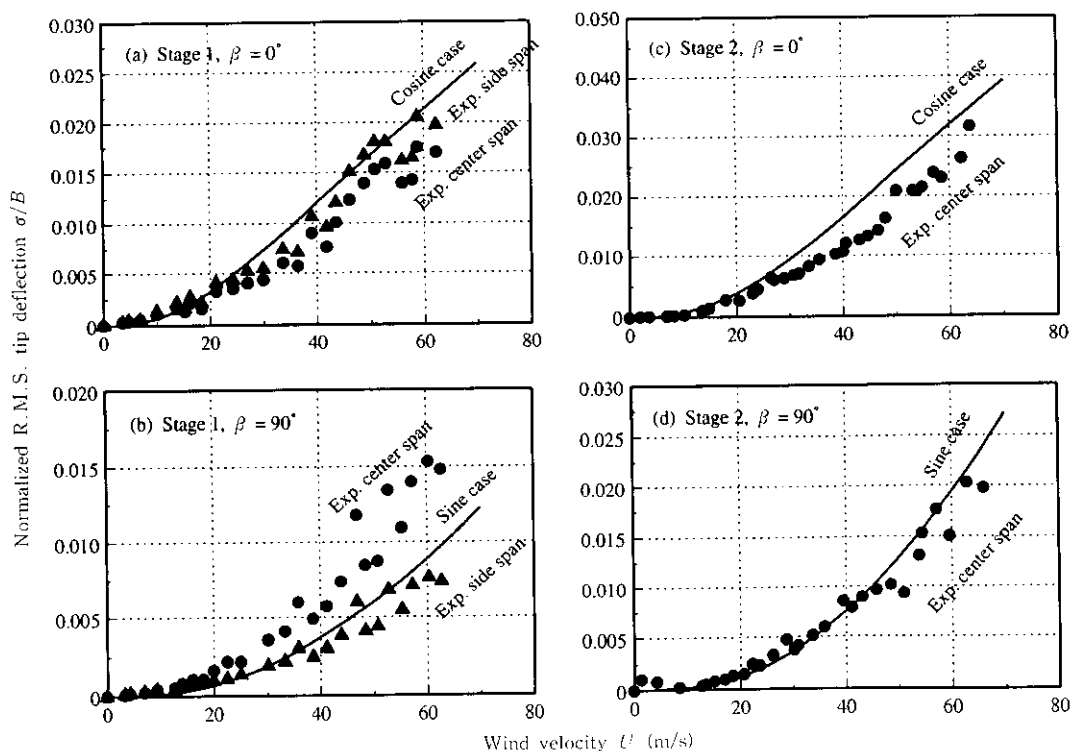


Fig. 3 Analytical and experimental results vs. wind velocity

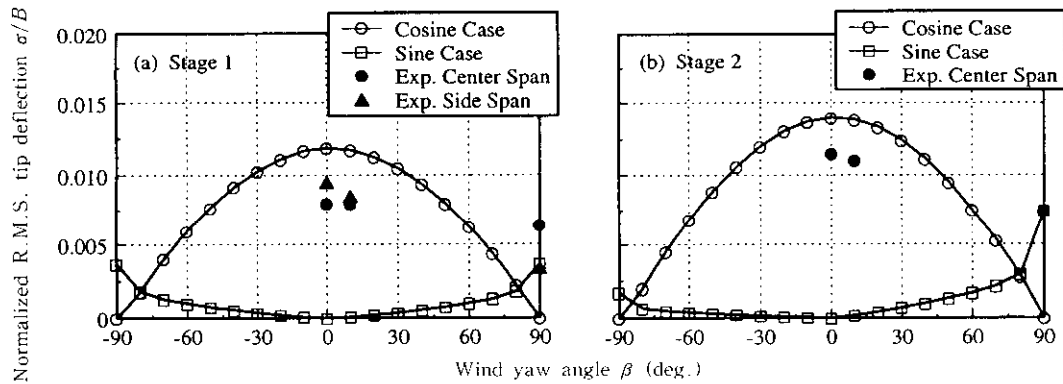


Fig. 4 Analytical and experimental results vs. wind yaw angle

らの水平偏角では平均風速がそれぞれ cos ケースまたは sin ケースに対応する有効風速そのものとなっているため、 $\beta = 0^\circ$ の場合には cos ケース、 90° の場合には sin ケースの解析結果を示してある。なお風速は実橋スケールで示している。実験では Stage 1 に対してセンタースパン先端とサイドスパン先端で応答が測定されており、Fig. 3 中にも両測定値を示している。センタースパンとサイドスパン先端における応答の測定値は、 $\beta = 0^\circ$ の場合にはほぼ一致しているが、 90° の場合にはセンタースパン側の応答が明らかに大きくなっている。

自由振動実験の結果によると模型両端の 1 次振動モードの絶対値はほぼ等しいにもかかわらずこのような応答が得られた原因としては、橋軸に沿った揚力分布がセンタースパン先端で大きく、サイドスパン先端で小さくなること、主塔に作用するガスト空気力が橋梁全体のガスト応答に何らかの役割を果たしていることなどが考えられる。ただし、今回の解析では主塔に関して対称な構造特性を仮定し、応答に支配的である 1 次モードの形状として逆対称な直線を用いているため、センタースパンとサイドスパンの自由端の応答の大きさはほぼ等しくなる。したがって、解析結果は同図中で 1 本の線となる。

以上に述べたように、Stage 1 の $\beta = 90^\circ$ において、センタースパン先端での測定値が解析値よりもかなり大きいことを除き、本解析は実験における風速の増加に伴う応答の変化の様子を大体再現している。

Fig. 4 には風速 40 m/s において解析で得られた応答の水平偏角に対する変化を、実験が行われた三つの水平偏角 $\beta = 0^\circ, 10^\circ, 90^\circ$ における測定値とともに示す。なお、対応する風速における測定値を求めるため、実験で得られている応答の風速に対する変化を放物線 ($\sigma/B = at^{1/2}$) で近似して、内挿した値を実験値として示した。

しかしながら、実験値が三つの水平偏角に対してだけしか得られていないため、解析値が水平偏角に対する応答の変化を再現しているかどうか判断することは困難である。ただし、 $\beta = 0^\circ$ 付近の水平偏角の違いによる応答の変化および $\beta = 90^\circ$ における応答値は、解析値と実験値とでおおむね一致しているものと考えられる。

3.2 Kao Ping Hsi Bridge

3.2.1 解析モデル

本橋梁は、Fig. 5 に示すような支間 331 m の鋼製主径間と 183 m のコンクリート製側径間よりなる橋長 514 m の 1 面吊り 2 径間連続複合斜張橋である。高さ 183.5 m の逆 Y 型主塔をはさんで非対称な形状をしており、架設時には非常に長い張出しスパンを有することとなる。桁の断面形状は、幅 34.5 m、高さ 3.2 m である。ここでは、主径間の閉合直前の構造系を解析対象とした。DMI (Danish Maritime Institute) で実施された風洞実験に用いられた模型の特性を Table 2 に示す。Table 2 における一般化質量は桁のみを考慮し、その質量と振動モードから算定したものである。

橋桁断面の揚力係数の勾配 $C_{l,\alpha_{2D}}$ は 6.0 rad^{-1} 、桁幅で無次元化した抗力係数 C_{dc} は 0.0928 である。

Table 2 Dynamic characteristics of the bridge model in prototype scale

	Natural frequency (Hz)	Generalized mass ($\times 10^3 \text{ kg}$)	Logarithmic damping
1st mode	0.190	1 651	0.020

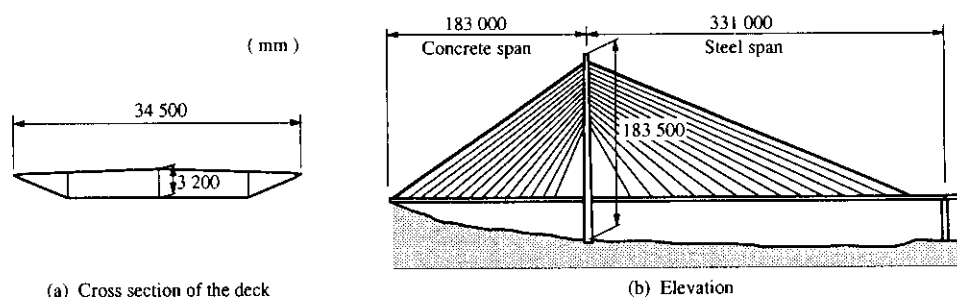


Fig. 5 Kao Ping Hsi bridge

3.2.2 解析結果

前例と同様、解析においては、von Kármán のスペクトルが z のパワースペクトルの測定値と最もよく一致するよう鉛直変動風速の特性 L_w , L_w'' を仮定した。また、ただし、振動モードは1次モードのみを考慮し、模型の自由振動実験で得られたモード形を5次関数で近似した。

$\beta = 0^\circ$ の場合における風速の変化に伴う張り出しスパン先端の r. m. s. 応答の解析値を、実験値と比較して Fig. 6 に示す。なお風速は実橋スケールで示している。本数値解析例においても、解析値は実験における風速の増加に伴う応答の変化の様子をおおむね再現しているといえる。

Fig. 7 には風速 49.4 m/s において解析で得られた応答の水平偏

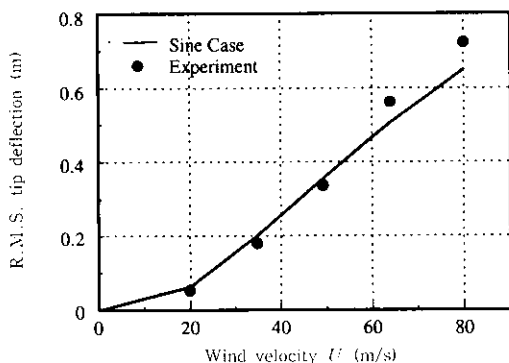


Fig. 6 Analytical and experimental results vs. wind velocity

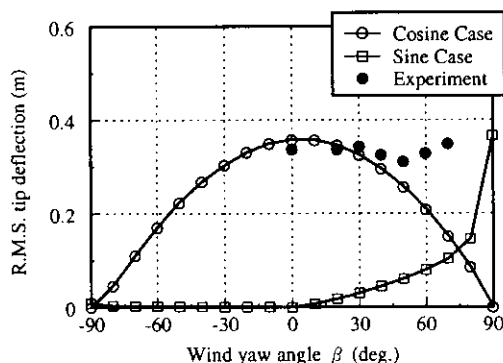


Fig. 7 Analytical and experimental results vs. wind yaw angle

角に対する変化を、実験が行われた七つの水平偏角 $\beta = 0^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ$ における測定値とともに示す。応答の水平偏角に対する変化についても、解析値と実験値とは比較的良好に一致していると考えられる。

4 結 論

平板断面を有する片持ちばり模型を対象に提案された斜風に対するガスト応答予測手法にいくつかの仮定および近似を加えることにより、張り出し架設中の斜張橋の斜風中での鉛直ガスト応答を求め、得られた解析結果と実験結果とを比較することにより、解析法の適用性や用いた仮定および近似の妥当性を検討した。得られた結論と今後の課題を以下にまとめる。

- (1) C_{las} あるいは空力減衰などいくつかの係数は、同じアスペクト比を有する平板翼の特性から近似的に求めたが、解析結果と実験結果とは比較的良好に一致した。したがって、本解析例のような偏平な箱桁を有する橋梁については、今回用いた近似は妥当なものであったと判断される。
- (2) ここで用いたような仮定や近似を行っても、架設時斜張橋の斜風中での応答の概略を予測できたことは、本解析法を設計の初期段階における応答予測に使用できる可能性を示していると考えられる。
- (3) ただし、応答の予測精度を向上させていくためには、これらの近似の妥当性について、実際に架設時斜張橋の橋桁に作用する空気力を測定することにより検証する必要がある。
- (4) また、空力アドミッタンスとして Sears 関数を用いることについても、特に sin ケースの場合において流れ場の3次元性の影響が極めて大きいと考えられるため、さらに検討が必要である。
- (5) 本解析では2種類の有効風速に基づき、独立にガスト応答を計算した (cos ケースと sin ケース) が、これらは本来水平偏角が 0° や 90° の場合のみ対応するため、それ以外の水平偏角に対する評価方法についても、検討が必要である。

5 謝 辞

貴重な風洞実験結果を引用させていただいた本州四国連絡橋公団および Danish Maritime Institute に深く感謝いたします。また、石川島播磨重工業(株)の樋土氏、松田氏には風洞実験データの詳細について御教示頂きました。ここに記して深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) H. Tanaka and G. L. Larose: "Wind Tunnel Tests of Cable-Stayed Bridges at Their Erection Stage and Effects of Wind Yaw Angles," International Seminar on Utilization of Large Boundary Layer Wind Tunnel, Tsukuba (Japan), (1993), 141~161.
- 2) J. Xie, H. Tanaka, R. L. Wardlaw, and M. G. Savage: "Buffeting Analysis of Long Span Bridges to Turbulent Wind with Yaw Angle," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 37(1991), 65~77.
- 3) 木村吉郎, 田中 宏: 「片持ちばりモデルを用いた斜風による橋梁のパフティング応答の実験と解析」, 土木学会論文集, No.471/I-24(1993), 95~104.
- 4) R. H. Scanlan: "Bridge Buffeting by Skew Winds in Erection Stages," *Journal of Engineering Mechanics*, 119(1993)2, 251~269.
- 5) 本州四国連絡橋公団, 石川島播磨重工業(株): 「多々羅大橋風洞試験(その5)報告書」, (1989).
- 6) A. Damsgaard: "Wind Tunnel Tests for Kao Ping Hsi Bridge: Full Model Tests with Construction Conditions, Prepared for VCE/Vienna Consulting Engineers," DMI Rept.92168, Danish Maritime Institute, (1993).
- 7) S. J. Zan: "The Effect of Mass, Wind Angle and Erection Technique on the Aeroelastic Behaviour of a Cable-Stayed Bridge Model," NAE-AN-46, National Research Council Canada, (1987).
- 8) H. Winter: "Flow Phenomena on Plates and Airfoils of Short Span," NACA TN No.798, (1936).
- 9) H. P. A. H. Irwin: "Wind Tunnel and Analytical Investigations of the Response of Lions' Gate Bridge to a Turbulent Wind", LTR-LA-210, National Research Council Canada, (1977).
- 10) 岡内 功, 伊藤 学, 宮田利雄: 「耐風構造」, (1977), [丸善]