

確率統計的手法を用いた橋梁の耐風安全性評価

Reliability of bridge against wind using probabilistic and statistical methods

松本 勝*, 白石成人**, 高橋 昇***, 田辺爾郎****, 三澤 彰*****, 村上琢哉*****

By Masaru MATSUMOTO, Naruhito SHIRAIISHI, Noboru TAKAHASHI, Toshiro TANABE

Akira MISAWA and Takuya MURAKAMI

In this paper, the wind characteristics which should be required for the estimation of wind-induced failure of bridge structures were discussed from the probabilistic and statistical point of view. Furthermore, the method of failure probability for the evaluation of reliability was developed in use of data of wind characteristics and assumed aerodynamical behaviors predicted from wind tunnel test. Finally, some numerical examples on reliability evaluation were shown for a certain box-girder bridge.

1. はじめに

構造物の耐風設計を行う場合、建設地点での自然風特性（風向特性、強風特性など）、風作用中での構造物の安全性、使用性評価などが重要となる。現行の耐風設計における安全性評価の考え方は、わが国では、許容応力度設計法に立脚している。この方法では、設計上考慮しなければならない不確定要素の持つばらつきに対し、安全率という形で評価している。そのため、安全性の評価は、ある基準を満足するか否かで行われ、構造物間で破壊に対する安全性の対応がとれない状況にある。そこで本研究では、対象とする物理量の持つ本質的にばらつきを持つ性格や不確定な要素を確率統計的にとらえ、定量的に安全性を評価することを試みた。まず、風向別の風速母集団分布（Weibull分布）から対象風速域の生起頻度に着目した風向別強風の極値分布を推定する方法について検討した。さらに上記の方法を用いて、静的風荷重、渦励振、パフエッティング振動に対する橋梁の破壊確率を算定する方法について検討し、その数値計算例として3径間連続箱桁橋の並列3橋をとりあげその橋梁の安全性評価を試みた。

-
- | | | |
|-------|----------------------|-------------------------------------|
| * | 工博 京都大学助教授 工学部土木工学教室 | (〒606 京都市左京区吉田本町) |
| ** | 工博 京都大学教授 工学部土木工学教室 | (〒606 京都市左京区吉田本町) |
| *** | 工務2部 審議役 (株)関西新空港 | (〒542 大・南区南船場3丁目11の18
郵政互助会斉橋ビル) |
| **** | 鉄構部 次長 (株)三菱重工業 | (〒730 広島市中区江波沖町5の1) |
| ***** | 京都大学大学院 | (〒606 京都市左京区吉田本町) |

2. 風向別強風の推定

2. 1 風向別強風の極値分布の推定

筆者らは、今まで任意地点の風向別極値分布を現地の短期間自然風観測記録から得られる通常風風速母集団分布 (Weibull分布) より推定する方法として、Gomes & Vickeryの方法¹⁾を用いてきた。本研究では、もう1つの評価法として、ある風速域の生起頻度に着目した極値分布の推定を行った。すなわち、風向別母集団分布 (Weibull分布) の確率分布関数を $F(u)$ 、確率密度関数を $f(u)$ とする。この分布に従う風が R 年に n 回観測された場合、それらの風は互いに独立で同一の確率分布に従っているとすると、ある対象風速域 $u_j \sim (u_j + du)$ の風が R 年で最大風速となる確率 P は次のように表される。

$$P = n \cdot \{F(u_j)\}^{n-1} \cdot f(u_j) du \quad (1)$$

ここで、風の観測記録が10分間平均風速であることから強風が10分間継続して吹くものと仮定すれば、
 $n = R \cdot 365 \cdot 24 \cdot 6 \cdot f_D$

(但し f_D は風向生起頻度) とかける。

以上のことから、強風の風向別 R 年極値分布 $f'_{\max}(u)$ は次の式で推定できる。

$$f'_{\max}(u) du = n \cdot \{F(u)\}^{n-1} \cdot f(u) du \quad (2)$$

但し $f(u) = (k/c) \cdot (u/c)^{k-1} \cdot \exp\{-(u/c)^k\}$ (Weibull確率密度関数)

$$F(u) = \int_0^u f(v) dv = 1 - \exp\{-(u/c)^k\} \quad (\text{Weibull確率分布関数})$$

$$n = R \cdot 365 \cdot 24 \cdot 6 \cdot f_D \quad (f_D: \text{風向生起頻度})$$

図1に、一例としてあるWeibull分布(パラメータ $c=6.88, k=1.79$)から、(2)式により推定された極値分布と同じ分布からGomes & Vickeryの方法により推定された極値分布(再現期間1年と100年)の比較図を示す。これを見ると、生起頻度が少ない再現期間1年の分布では多少ずれが見られるものの、100年の分布では両者は比較的良く一致している。このことから、Gomes & Vickeryの方法は再現期間が比較的長期間である場合には、極値分布を充分近似できるものと思われる。一方、この極値分布は通常風から得られる母集団分布を用いているため、非定常性の強い台風の影響は加味されていない。従って本研究では、台風係数²⁾を導入することにより、台風の影響を考慮した風向別極値分布を推定した。 R 年の台風係数とは以下のように定義している。

$$\phi_R = \frac{(\text{年最大風速をGUMBEL分布に当てはめて推定される} R \text{ 年再現期待値})}{(\text{高風速域を考慮した全方位対象Weibull分布から上述の方法を用いて推定される} R \text{ 年再現期待値})}$$

しかし、この定義では長期間にわたる年最大風速データを必要とするので、任意地点の台風係数を算定することができない。そこで本研究では、全国気象官署で算定した台風係数を基に図2のような台風係数地域区分図を作成し、任意地点の台風係数を推定する方法を試みた。そして図3に示すように、極値風速を考える際の最小単位である再現期間1年に対応する台風係数 ϕ_1 を1.00とし、上式より算定される R 年再現期間に対応する台風係数 ϕ_R を用いて補正された極値分布 $f'_{\max}(u)$ が推定される。

2. 2. 風向別再現期間100年風速図の作成

2.1. で述べた手法を用い、全国気象官署のデータから再現期間100年の風速値を風向別に算定し、それを用いて日本各地の風向別風速特性を知るために、風向別風速図を作成することを試みた。定時観測記録から母集団分布 (Weibull分布) を推定する際に、地表面粗度を統一した分布を作成する必要があるが、それは以下に行った。まず全国気象官署周辺の地形を文献3)の地表面粗度区分 I ~ IV (表1) に従って分類し、得られている1964~1978年の自然風観測記録の風速を、各地の粗度区分に合わせ傾度風高度(高度450m)の風速に変換する。さらに1/7乗則によ

表1 地表面粗度区分

粗度区分	代表例
I	海岸地帯
II	田園地帯
III	森林地帯 工業地帯 住宅地
IV	市街地

り、再び高度10mの値に変換した風速を観測記録として用いた。また、母集団の推定方法には最小2乗法を用いた。台風係数については、定義式の分子に文献4)中の再現期間100年の風速再現期待値を用い、分母に推定された全方位のWeibull分布から上述の方法で推定される100年風速期待値を用いた。作成した16方位の風速図のうち、S風向の風速図を図4に示す。風向別風速図の作成の際には、大地形（山脈、谷）、大きな風の流れを考慮にいて風速領域の境界線を引いた。また、今回の風向別風速図はあくまで設計上の使いやすさを念頭に置いたので、10(m/s)ピッチで分類している。この図は、構造物の建設地点において設計する場合の風向別風速特性を知るうえで有用であると思われる。

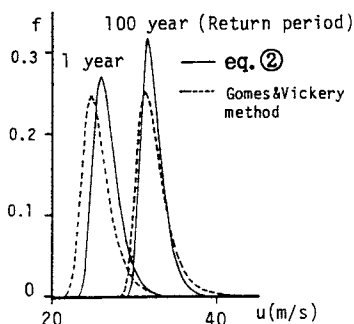


図1 推定された極値分布の比較

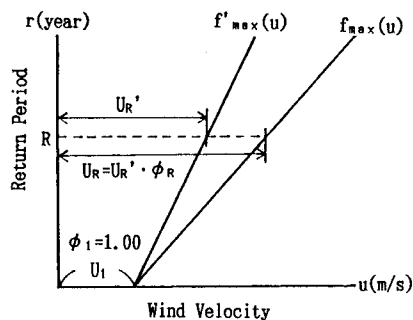


図3 台風係数による極値分布の補正

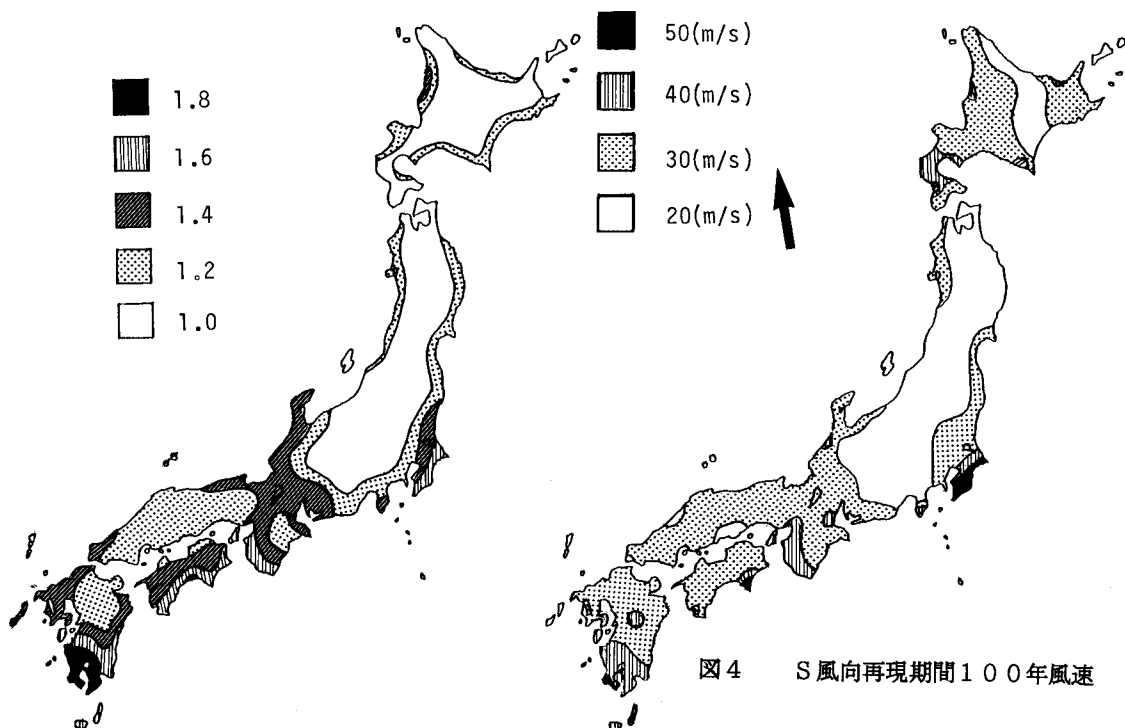


図2 台風係数地域区分図（再現期間100年）

図4 S風向再現期間100年風速

3. 初通過破壊に対する安全性評価

3. 1. 概説

構造物の耐風安全性を検討する場合には、種々の空力特性を対象にしなければならないがその場合に空力現象毎に対象とする風速帯域が異なる。つまり、30(m/s)以上の風は構造物の耐用期間においてもそんなに頻繁に吹かないことから疲労が問題となることはほとんどなく、代わって初通過破壊を問題とした終局限界状態が検討対象になる。そのうえ渦励振においては、30(m/s)以下の低・中風速域においても比較的大きな振幅が発生するので初通過破壊が発生する可能性が少なからず、この風速域での風速の確率特性評価も無視できない。従って、初通過破壊に対する安全性を議論する場合、低・中・高風速全域にわたって風速母集団分布が正しく評価されていなければならないことがわかる。しかしながら、定時観測記録より求められた風速頻度分布をWeibull分布でそのまま近似する場合には台風による強風の影響はほとんど含まれず、中・高風速域での精度は悪いものになっていると考えられる。このことから、各現象に対する安全性の検討のためにある程度モデル化された風速確率特性を用いざるを得ないと思われる。以上のことを念頭におき本研究では、静的風荷重、渦励振、パフティング振動に対する破壊確率を算定する方法を通常風速域（低風速域と呼ぶ）と高風速域（台風などの強風）に分けて検討する。

3. 2. 低風速域における破壊確率の算定方法

静的風荷重、渦励振、およびパフティング振動に対する橋梁の耐用年数R年にあたる破壊確率の算定方法について図5に概略の手順を図6に概念図を示し、以下各項目について内容説明を行う。

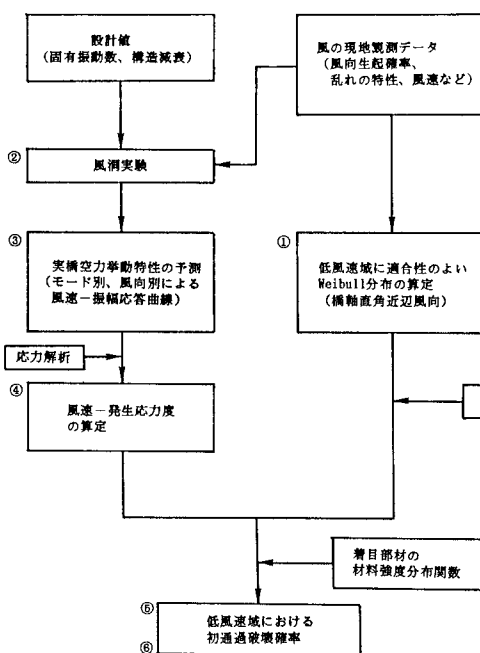


図5 破壊確率の算定手順（低風速域）

① 現地における通常風観測記録から、橋軸直角近辺風向のWeibull分布を推定する。風向発生頻度、乱れの特性についても推測する。風の傾斜角分布についても考慮する必要があるが、本研究では今回これを考慮しなかった。破壊確率を算定する際に与える風のモデルは、低風速域では適合性のよいと思われる母集団分布（Weibull分布）で表現した。

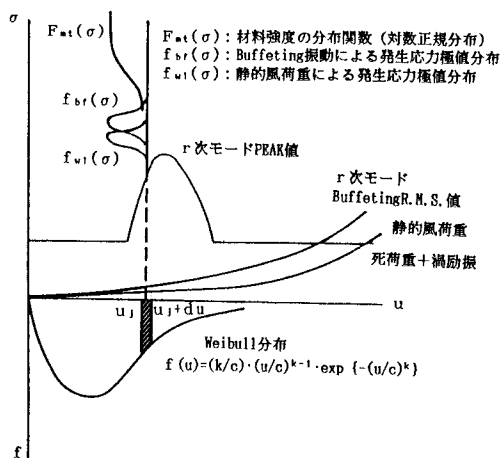


図6 破壊確率の概念図（低風速域）

② 現地で観測された自然風データや橋梁の設計案から推測される固有振動数、構造減衰を参考にして風洞実験を行い、以下のような基本的な空力特性データを得る。

- ・静的空力係数（抗力、揚力、空力モーメント係数）
- ・風速－応答振幅曲線（振動モード別応答振幅のPEAK値、RMS値）

③ ②の結果と類似橋梁の自然風下での挙動を参考にして、実橋の空力特性の予測を行う。

④ 風による静的あるいは動的な変形に対応する応力を算定し、対象風向の対象風速域における対象振動モードによる発生応力の分布をR年における対象風速の生起回数 n_j に応じて求める。

k 風向のある風速域 $u_j \sim (u_j + du)$ の風がR年の間に観測される回数 n_j は、風が10分間継続して吹くものと仮定すると、

$$n_j = R \cdot 365 \cdot 24 \cdot 6 \cdot f(u_j) du \cdot f_D \quad (3)$$

但し $f(u)$: k 風向Weibull確率密度関数 f_D : 風向生起頻度

ここで、発生応力分布については現象別に以下のように考える。

- ・死荷重に起因する応力

死荷重は、変動せず常に一定と考えられるので、確定的と見なせる。

- ・渦励振に起因する応力

渦励振は、定常振幅を有する振動であるため、これによって発生する応力は確定的と見なせる。

本研究では渦励振振幅のPEAK値による発生最大応力を用いた。

- ・静的風荷重に起因する応力

この現象による発生応力は、抗力係数や空気密度により左右される。抗力係数は、気流の乱れやレイノルズ数の影響を受け、変動することが考えられ、空気密度も気温、気圧の変化によりばらつくことが考えられる。従って、風速と発生応力の関係は確定的と言うよりむしろばらつきを考えた方が合理的といえる。本研究では、これを対数正規分布と仮定した。すなわち、(4)式により単位長さ当りに作用する水平風荷重 $P(u_j)$ を算定し、その荷重による発生応力を求め、その発生応力を平均値とする対数正規分布 $f_{ln}(\sigma)$ とした。変動係数は、ここでは仮に15(%)とした。

$$P(u_j) = (1/2) \rho C_d u_j^2 A G \quad (4)$$

但し C_d : 抗力係数 ρ : 空気密度($\text{kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^4$)

A : 受風面積 G : ガスト補正係数

ところで、風荷重による発生応力で破壊の対象となるのは発生応力の最大値であるから、与える応力の分布形としては最大発生応力分布つまりR年における発生応力の極値分布が望ましい。従って、発生応力分布 $f_{wl}(\sigma)$ は $f_{ln}(\sigma)$ が n_j 回生起するときの極値分布として表されるので、(2)式を用いて(5)式のように書ける。但し、 n_j が1回未満の場合は、この現象が起こるものとして発生応力の確率分布(6)式を与え、後に求められた破壊確率(10)式に生起する確率をかけて最終的な破壊確率としている。

$$f_{wl}(\sigma) d\sigma = n_j \cdot \{F_{ln}(\sigma)\}^{n_j-1} \cdot f_{ln}(\sigma) d\sigma \quad (n_j \geq 1) \quad (5)$$

$$f_{wl}(\sigma) d\sigma = f_{ln}(\sigma) d\sigma \quad (n_j < 1) \quad (6)$$

但し、 $F_{ln}(\sigma)$: 対数正規確率分布関数

- ・パフエッティング振動に起因する応力

パフエッティング振動自体が不規則振動であるため、これによって発生する応力も当然ばらつくことが考えられる。本研究では、パフエッティング振動変位の確率密度関数が正規分布に従うと仮定した。パフエッティング振動による発生応力も、破壊の対象となるのは最大応力であるから、R年の発生応力極値分布を算定する必要がある。

A. G. Davenport⁵⁾によれば、標準正規変量 η の最大極値分布 $p_{\max}(\eta)$ は、以下の式で示される。

$$p_{\max}(\eta) d\eta = d \exp \{-\nu T \cdot \exp(-\eta^2/2)\}$$

故に $p_{\max}(\eta) = \nu T \eta \cdot \exp(-\eta^2/2) \cdot \exp \{-\nu T \cdot \exp(-\eta^2/2)\}$

但し ν : 対象モード固有振動数(Hz) T : 評価時間(s)

対象振動モードを r 次モードとし、パフエッティングが10分間継続すると仮定すると、10分間におけるパフエッティングの最大発生応力の分布はパフエッティング振動発生応力のR.M.S値 σ_R を用いて式(7)の様に表せる。

$$p_{\max}(\sigma) = (\sigma/\sigma_R) \nu T \cdot \exp\{-(\sigma/\sigma_R)^2/2\} \cdot \exp \{-\nu T \cdot \exp(-(\sigma/\sigma_R)^2/2)\} \quad (7)$$

但し $T=10 \times 60$ (s) $\nu = f_r$ (f_r : r 次モード固有振動数)

静的風荷重の時と同様に発生応力の最大値を考慮して(8), (9)式が得られる。

$$f_{br}(\sigma) d\sigma = n_j \cdot \{P_{\max}(\sigma)\}^{n_j-1} \cdot p_{\max}(\sigma) d\sigma \quad (n_j \geq 1) \quad (8)$$

$$f_{br}(\sigma) d\sigma = p_{\max}(\sigma) d\sigma \quad (n_j < 1) \quad (9)$$

(但し $P_{\max}(\sigma)$ は、最大発生応力の確率分布関数)

これらのことを考慮して、ある風速域において発生する応力分布の確率密度関数 $f_j(\sigma)$ を算定する。

⑤ 材料強度の分布関数 $F_{mt}(\sigma)$ と④で算定した応力の確率分布を用いて、 k 風向渦励振及びパフエッティング r 次モードの風によるある対象風速域における破壊確率 $Pf_{j,kr}$ は、(10)式のように求められる。

$$Pf_{j,kr} = \int_0^\infty f_j(\sigma) F_{mt}(\sigma) d\sigma \quad (n_j \geq 1) \quad (10)$$

$n_j < 1$ の時は、この値に n_j をかけた確率を破壊確率とした。

⑥ さらに他の風速域の破壊確率を算定することにより、 k 風向 r 次モードの破壊確率は「少なくとも1回ある風速域で破壊する確率」で表せる。すなわち、

$$Pf_{k,r} = 1 - \pi(1 - Pf_{j,kr})$$

風速

他の風向、他のモードについても同様に破壊確率を計算し、全体の破壊確率を導く。全体の破壊確率 Pf 「耐用期間 R 年の中で少なくとも1回ある風向からの風であるモードの振動が発生し構造物が破壊する確率」は、

$$Pf = 1 - \pi \{1 - \pi(1 - Pf_{j,kr})\} \quad (11)$$

風向 モード 風速

3. 3. 中・高風速域における破壊確率の算定方法

算定方法の手順を図7に概念図を図8に示し、3.2.と比較しながら各項目について説明する。

① 3.2.と同様に橋梁直角近辺風向のWeibull分布を推定し、風向生起頻度乱れの特性についても推測する。破壊確率に使用する風の分布は、前記のように母集団分布の高風速域での適合性が悪いいため、2.1.の手法を用いて推定した I 年風向別極値分布 $f_{Ej,I}(u)$ で表現した。 ($I=1 \sim R$ 年)

②③ 3.2.と同じ

④ I 年極値分布は I 年に吹く最大風速の分布であるからある風速域 $u_j \sim (u_j + du)$ の k 風向から吹く風が I 年間に吹く最大風速として生起する確率 n_j は風向生起頻度 f_D を用いて式(12)のように書ける。

$$n_j = f_D \cdot f_{Ej,I}(u_j) du \quad (12)$$

また、死荷重、渦励振に起因する応力は3.2.と同じく確定的と考える。静的風荷重、パフエッティング振動による応力分布は I 年に最大風速が生起する回数は唯1回なのでそれぞれ、(6), (9)でかける。これらの事を考慮すると、ある風速域で発生する応力分布 $f_j(\sigma)$ を導ける。

⑤ 材料強度の分布関数 $F_{mt}(\sigma)$ と算定した応力の確率分布を用いて、 k 風向 r 次モードの風によるある風速域での破壊確率 $Pf_{j,kr}$ は、(13)式で求められる。

$$Pf_{j,kr} = n_j \cdot \int_0^\infty f_j(\sigma) F_{mt}(\sigma) d\sigma \quad (13)$$

⑥ 他の風速域、風向、モードについて3.2.と同様に計算すると、全体の破壊確率 Pf_I 「 I 年に一度吹く最大風速がある風向から吹き、構造物があるモードの振動による発生応力によって破壊する確率」は、(14)式で表せる。

振動によって発生する応力が最大となる地点にした。今回の計算では渦励振、パフエッティングともに一次モードから三次モードまでを考慮した。材料強度の分布形は対数正規分布とし、その平均値は、道路橋示方書⁶⁾にある公称値 (SS-41 2400(kg/cm²))、変動係数は10(%)とした。

以上の事より計算した結果を破壊確率の一番大きかった橋梁Cの計算結果のみ、3.2による方法を表5に、3.3による方法を再現期間を変化させ表6に示す。(再現期間10年と1年の結果は一樣流のみ示した。)

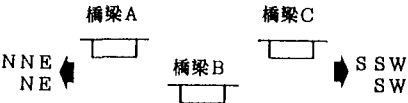


図 9 対象橋梁 (並列3橋)

表 4 応力解析表

対象地点	死荷重 応力 (kg/cm ²)	水平荷重 応力 (kg/cm ²)	振動応力 (kg/cm ²)		
			一次	二次	三次
一次振動による 応力発生最大点	446	12	4668	3036	6517

但し、水平荷重応力は等分布荷重 $q=1.0(t/m)$ が水平に作用した時発生する応力である。
また、振動応力は、橋桁が1mたわんだときに発生する応力である。

表 2 構造諸元

	橋梁A, C
高度 (m)	25
固有振動数	
一次 (Hz)	0.760
二次 (Hz)	0.981
三次 (Hz)	1.461

表 3 風 の 特 性

風向	c (m/s)	k	f _p (%)
NNE	6.13	2.22	6.85
NE	6.27	2.04	10.02
SSW	6.88	1.79	5.57
SW	5.93	2.01	7.25

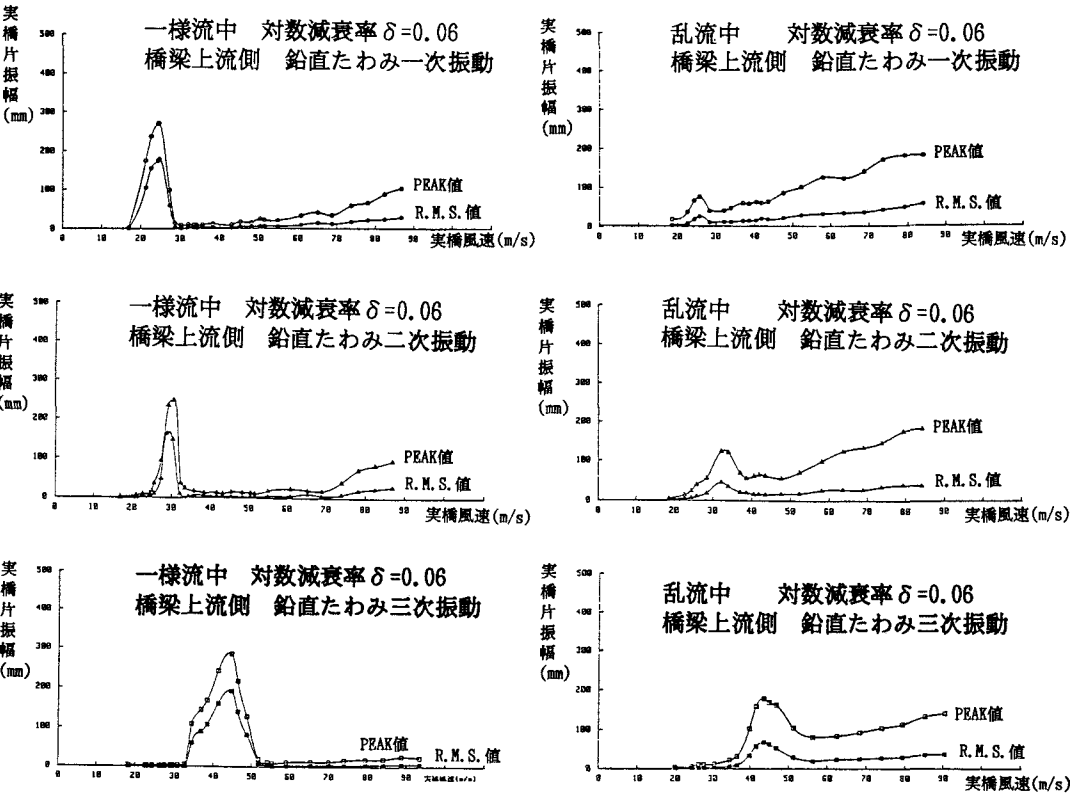


図 10 風速一応答振幅曲線

表5 橋梁Cの破壊確率（低風速域）

1) 一様流($\delta=0.06$)

モード	NNE	NE	SSW	SW
一次	0.3504E-7	0.7158E-5	0.8946E-2	0.3073E-4
二次	0.4342E-13	0.1218E-9	0.1778E-11	0.3240E-17
三次	0.2252E-24	0.5301E-14	0.5684E-5	0.1263E-14

TOTAL 破壊確率

0.8989E-2

2) 乱流($\delta=0.06$)

	NNE	NE	SSW	SW
一次	0.1368E-21	0.7030E-19	0.3192E-15	0.3588E-19
二次	0.1068E-30	0.5797E-26	0.2162E-17	0.4743E-23
三次	0.7593E-23	0.1547E-13	0.1472E-5	0.3484E-17

TOTAL 破壊確率

0.1472E-5

表6 橋梁Cの破壊確率（高風速域）

1) 一様流($\delta=0.06$) (再現期間1000年)

モード	NNE	NE	SSW	SW
一次	0.2400E-8	0.6597E-6	0.8351E-10	0.2147E-5
二次	0.2789E-14	0.1221E-10	0.6791E-13	0.2349E-18
三次	0.1542E-25	0.6597E-6	0.3166E-6	0.3517E-17

TOTAL 破壊確率

0.3126E-5

2) 乱流($\delta=0.06$) (再現期間1000年)

	NNE	NE	SSW	SW
一次	0.9373E-23	0.7044E-20	0.2696E-20	0.2600E-20
二次	0.7314E-32	0.5809E-27	0.1163E-18	0.3439E-24
三次	0.5203E-24	0.1183E-14	0.8197E-7	0.2526E-18

TOTAL 破壊確率

0.8197E-7

3) 一様流($\delta=0.06$) (再現期間10年)

モード	NNE	NE	SSW	SW
一次	0.2400E-9	0.7108E-7	0.8189E-5	0.2219E-6
二次	0.1665E-15	0.1220E-11	0.9368E-14	0.2349E-19
三次	0.1542E-26	0.7108E-7	0.3166E-7	0.3517E-18

TOTAL 破壊確率

0.8514E-5

4) 一様流($\delta=0.06$) (再現期間1年)

	NNE	NE	SSW	SW
一次	0.2400E-10	0.7166E-8	0.6449E-5	0.2227E-7
二次	0.4237E-17	0.1218E-12	0.8465E-15	0.2349E-20
三次	0.1542E-27	0.3751E-18	0.3166E-8	0.3517E-19

TOTAL 破壊確率

0.6481E-5

3. 6数値計算例の結果及び総合的な安全性評価

3.2による方法と3.3による方法を別々に考察し、その後に総合的な安全性評価を試みる。

(1) 3.2の方法

破壊確率の最大となった橋梁Cにおいて、風向別にみるとSSW風向における値が卓越していた。これは、SSW風向の風のモデルが他風向のモデルと比べて、高風速域の風が生じやすいものとなっているためと思われる。また、風洞実験ケース別にみると一様流($\delta=0.06$)において値が卓越しており、モード別では、一様流中で一次モードが卓越しているのに比べて、乱流中では三次モードが卓越していた。これは、風速一応答振幅図より渦励振の影響であると思われる。従って、この橋梁の初通過破壊の安全性を議論する場合には渦励振が重要な要素であると思われる。

参考として材料強度分布を文献7)よりSS41の公称値の1.15倍($2760(\text{kg}/\text{cm}^2)$)にあげてみると、破壊確率は、一様流中のC橋で 0.2627×10^{-4} となった。このことから、破壊確率は材料強度に非常に敏感であり、精度のよい算定には、材料強度分布特性に関する的確な情報が必要であると思われる。

(2) 3.3の方法

(1)と同じく、C橋の破壊確率が最も大きく、風向別、風洞実験ケース別、モード別に考察しても同様の結果が得られた。また、極値分布の再現期間別にみると、1年で破壊確率が最大になっていることがわかった。これは図10より、再現期間1年の風が、渦励振一次モードを生じさせやすい風速域で発生するものと思われる。

(3) 総合的な安全性評価

3.4の方法によりこの橋梁の破壊確率は、3.2による方法の一様流中のC橋で、 0.8989×10^{-2} であり、比較的大きい値を示している。しかし、自然風下では風は乱れており、建設予定地点の風の乱れが大きいときには、渦励振の振幅が小さくなることが実験的に明らかにされていること、また適当なダンパーなどで構造減衰を大きくすると破壊確率が大きく減少することが計算結果より得られている。(一様流 $\delta=0.10$ でC橋の破壊確率は、 0.3453×10^{-8}) このことから破壊確率の目標基準を文献8)の $10^{-5} \sim 10^{-6}$ とすると、今回対象とした橋梁は風による破壊に対しては特には問題はないと思われる。

4. まとめ

本研究において得られた成果をまとめると以下になる。

- 1) 短期間自然風観測記録から得られる母集団分布 (Weibull分布) より、風速の生起頻度に着目した風向別極値分布を推定する方法について検討し、Gomes & Vickeryの方法で得られた極値分布と比較すると似た傾向を示した。この方法は、風向別極値分布を推定する場合に有効であると思われる。今後は、さらに比較を詳しく行い、より正確な風の評価を行う必要があると思われる。
- 2) さらに、全国気象官署のデータから地表面粗度を統一した母集団分布を作成し、上述の方法を用いて日本各地の風向別極値分布を推定し、さらに風向別風速図の作成を試みた。この図は、任意地点の風向別風速特性を知るのに有用であると思われる。
- 3) 初通過破壊に対する安全性を評価する方法として、静的風荷重、渦励振、バフエッティング振動に対する破壊確率を算定する方法について検討した。現段階では、全風速域に適合性の良い風の母集団分布が存在しないので、低風速域を対象とする破壊確率の算定には、母集団分布 (Weibull分布) を用い、高風速域を対象とする場合には1年極値分布を用い、それらの方法により総合的な破壊確率を算定した。この方法は、現段階では非常に有効であると思われる。今後は、全風速域において適合性のよい風速確率モデルの作成などより正確な風の評価が望まれる。
- 4) その数値計算例として、3径間連続箱桁並列3橋を取り上げ、安全性評価を行った。その結果、今回の破壊確率は、材料強度分布に非常に敏感であることがわかった。また、今回取り上げた橋梁では、渦励振が重要な要素であると思われる。破壊確率は、一樣流中で比較的大きい値を示しているものの、自然風下では風は乱れており、建設予定地点の風の乱れが大きいときには、渦励振の振幅が小さくなることが実験的に明らかにされていること、また適当なダンパーなどで構造減衰を大きくすると破壊確率が大きく減少することが計算結果より得られている。このことから破壊確率の目標基準を文献8)の 10^{-5} ～ 10^{-6} とすると、今回対象とした橋梁は風による破壊に対しては特に問題は無いと思われる。

(参考文献)

- 1) L.Gomes and B.J.Vickery : On the prediction of extreme wind speeds from the parent distribution, Journal of Aerodynamics 2, pp.21-36, 1977
- 2) 松本 勝、白石成人、白土博通、築山有二 ” 風向別強風の予測モデルと長大橋梁の耐風安全性評価への応用 ” 土木学会論文集第404号 pp.305-314, 1989年 4月
- 3) 日本建築学会 ” 建築物荷重指針 同解説 ” 1981年
- 4) 建設省土木研究所、日本気象協会 ” 設計基本風速調査に関する報告書 ”
- 5) A.G. Davenport : Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading, Proc. inst. of Civil Eng., London, Vol.28, 1964
- 6) 社団法人日本道路協会 : ” 道路橋示方書 同解説 ” 昭和55年2月 丸善
- 7) 加藤 勉・坂本 順 : ” 構造設計体系の見直しについて ” , JSSC Vol.17 No.179 1981年2, 3月 pp.4-6
- 8) Gerhart I. Schueller : ” 構造物の安全性と信頼性 ” , 小西一郎・高岡宜善・石川浩共訳 昭和59年2月, 丸善

(1989年10月2日受付)