

橋梁構造物の空力振動に対する安全性と 疲労損傷に関する基礎的研究

松本 勝・白石 成人・築山 有二
三澤 彰・村上 琢哉

RELIABILITY OF BRIDGE CAUSED BY AERODYNAMICAL OSCILLATION

By Masaru MATSUMOTO, Naruhito SHIRAISHI, Yuji TSUKIYAMA
Akira MISAWA, Takuya MURAKAMI

Synopsis

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

1. 緒論

近年、橋梁の進歩には目ざましいものがあり、河川や海峡には長大な橋梁が、都市内の交通路には複雑な構造のものが数多く架けられている。わが国でも、昨年、本州四国連絡橋児島一坂出ルートが完成し、スパン長が1000 mを越える吊橋が出現した。また、スパン長2000 m弱で世界最大級の吊橋となるであろう明石海峡大橋もすでに着工された。橋梁は、今や設計理論、構造材料、製作架設技術の進歩によって、ますます長大化、超長大化へと発展していく傾向にあるといえる。

このような長大化に伴う橋梁の柔構造化によって、風による空力不安定現象の発現可能性も増してくる。また、わが国は台風の進路に当たるため、台風によって通常では考えられない風がもたらされる。このため、特に長大橋梁では風に対する考慮が重要となってくるだろう。

耐風設計の特徴は、静的な風荷重効果だけでなく、動的な空力挙動に対しても十分安全であるように設計されなければならない点にある。とりわけ重要なことは、橋梁架設地点において、構造物の耐用年数内に発生するであろう強風の予測であり、またこの風によって構造物に生じる静的風荷重、空力挙動的な確な評価である。

強風予測に関しては、一般的に、各気象官署における過去の年最大風速データから極値分布を求め、長期間の風速再現期待値をもとに風速マップ図を策定し、設計基本風速が算定されている。また、架設地点周辺の地形因子を考慮した回帰式による強風推定も行われており、本州四国連絡橋耐風設計基準¹⁾で利用されて

いる。これらの強風予測は、全風向からの風を対象としている。しかし、橋梁構造物の空力応答挙動は風向依存性が強く、仮に同じ風速値であっても、風向によって橋梁の安全性に及ぼす影響は全く異なる場合が多い。また、わが国では、急峻な山地、盆地、内海、谷など変化に富んだ地形を有しているため、局所的もしくは中規模的な地形の影響を受けるであろう風の特性は、同じ地点でも風向によって違いがみられる。したがって、橋梁の耐風設計では、風向別強風の確率統計的評価が望まれると思われる。

現行の耐風設計における安全性の考え方は、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。安全性の評価は、ある基準を満足するか否かで行われ、このため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。

これに対して、安全性を定量的に評価する概念の1つに破壊確率が挙げられる。設計上考えられる不確定要素のもつばらつきを確率量として捉え、その確率分布形を仮定し、抵抗及び荷重の確率分布から、相対的な破壊確率は算定される。破壊確率は、安全性の定量的評価に対し概念が明確である。また、設計規範の策定においても、目標信頼度を設定する場合、破壊確率を用いると明確である。しかし、不確定要素のもつばらつきに対し、確率分布を仮定することによって算定される破壊確率は、厳密性を欠いており、相対的な値といえる。このため、現段階では、破壊確率は、安全性評価のための目安値や構造物相互の安全性を相対的に比較するための値として用いられる。

自然風下での橋梁の安全性評価は、静的風荷重だけでなく、様々な空力挙動に対しても行う必要がある。その中で構造物の初通過破壊に対しては直接影響しないが、疲労破壊に与えるものに渦励振が考えられる。渦励振は、比較的低風速域で発生するために、その生起頻度は高く、疲労破壊に対する検討が必要であると思われる。そして、もし仮に設計された橋梁が、渦励振による疲労破壊に対して安全でないと判断される場合には、なんらかの渦励振制振対策を講じることが望まれる。渦励振に対する疲労の検討は、より耐風安定性に優れた桁断面の選定につながるものとして有効であると思われる。

以上のことを踏まえて、本研究では、まず、短期間に観測された通常風風速母集団分布(WEIBULL分布)から、台風の影響の大小を表す補正係数(台風係数)を用い、風向別強風の極値分布を推定する方法について検討する。また、その方法を用い、全国気象官署の台風係数を算定するとともに、台風係数地域区分図を作成することを試みた。

さらに、風に対する橋梁構造物の安全性を評価するために、静的風荷重、渦励振およびパフエッティング振動を考慮した破壊確率の算定方法について検討した。また、渦励振およびパフエッティング振動による疲労破壊を評価するために、マイナー則を用いた累積疲労損傷度の算定方法を検討した。そして、これらの数値計算例として、3径間連続箱桁橋の並列3橋を対象に、破壊確率、累積疲労損傷度を算定するとともに、風に対する橋梁の安全性を評価することを試みた。

2. 風向別強風の予測

2.1 概説

橋梁構造物の耐風設計を行う際には、架設地点における強風予測が重要となる。橋梁の風による応答は風向に極めて敏感であることや風向によって風速特性が異なることを考慮すると、強風の発現頻度特性を風向別に把握することが必要であると思われる。

全風向の風を対象とした極値風速の予測には、年最大風速データを極値分布に適合させて、再現期待値を推定するGringorten法²⁾がよく用いられる。しかし、この方法で極値風速を精度良く推定するためには、少なくとも20年以上にわたる年最大風速データが必要と言われており、これから橋を架設しようとする地点で、このような長期間の風観測データを望むことはほとんどできない状況にある。そのため、実際には、長期間の風観測データを有する近隣気象官署の強風特性から架橋地点の強風特性を推定する方法³⁾やハリケーン、サイクロン、台風などの熱帯性低気圧の統計的非定常性(not-well behaved condition)を考慮したモンテカ

ルロ・シミュレーションによる強風推定方法⁴⁾なども利用されてきた。これらは、極値風速の情報を得る方法として有効であると思われる。しかし、風は局所地形の影響を少なからず受けるものであり、特に風向特性を考慮しなければならない場合は、やはり架橋現地の実風観測データが必要となろう。

そこで、本章では、風向別の風速母集団分布から、Gomes & Vickery の方法⁵⁾ および強風をもたらす主な原因である台風の影響の大小を表す補正係数（本研究では台風係数と呼ぶこととする）を用いて、風向別強風の極値分布を推定する方法について検討する。また、全国133地点の基準気象官署の風観測データから台風係数を算定するとともに、それを用いて日本の台風係数地域区分図を作成することを試みた。

2.2 最大風速の予測

(1) Gomes & Vickery の方法による極値風速の推定

Gomes と Vickery⁵⁾ は、短期間の風観測データより推定される母集団分布（WEIBULL 分布）から長期間の再現期間を有する強風の極値分布を推定するために、S. O. Rice⁶⁾ の閾値超過の考えを適用している。すなわち、風速を定常不規則過程と考えると、単位時間にあるレベルの風速 u を超過する回数 Nu は

$$Nu = \int_0^{\infty} \dot{u} \cdot p(u, \dot{u}) d\dot{u} \quad (1)$$

ただし $p(u, \dot{u})$: u と $\dot{u}$ の同時確率密度関数
 $\dot{u}$: 時間一回微分を表す。

と与えられる。ここで母集団分布として、WEIBULL 分布を仮定する。また、 u と $\dot{u}$ は独立であり、 u を単位時間に超過する回数を ν_u 、 u の変動係数の逆数を β_u 、風速 u の超過が起こる周期を R とすれば

$$Nu = 1/R = 2\pi\nu_u\beta_u \cdot \sigma_u \cdot k/c \cdot (u/c)^{k-1} \exp[-(u/c)^k] \quad (2)$$

ただし c : WEIBULL 分布の scale parameter
 k : WEIBULL 分布の shape parameter
 σ_u : u の標準偏差

と表される。これより R 年に一度生起する風速 u_R は、

$$u_R = c[\ln N + \ln R + (k-1)\ln(n_R/c)]^{1/k} \quad (3)$$

ただし $N = 2\pi\nu_u\beta_u \cdot \sigma_u k/c$

これを $R = 1$ 年の傾きによって近似すると⁷⁾

$$u_R = u_1 + (1/a)\ln R \quad (4)$$

ただし $u_1 = c(\ln N)^{1/k} [1 + (k-1)/k^2 \cdot \ln(\ln N)/\ln N]$
 $1/a = c/k(\ln N)^{1/k-1} [1 + (k-1)/(k \cdot \ln N) - (1-1/k)^2 \ln(\ln N)/\ln N]$

と書くことができる。また各気象官署で得られる年最大風速の分布形は、極値 I 型分布によく適合することが知られており、この分布形は

$$P(u_E) = \exp\{\exp[-a_E(u_E - u_{E1})]\} \quad (5)$$

で示される。ここで $1-1/R$ を $\exp(-1/R)$ と近似すると

$$u_R = u_{E1} + (1/a_E)\ln R \quad (6)$$

となり、これは (4) 式と同型になる。つまり (4) 式と (6) 式を比較することにより、極値 I 型分布のパラメータである u_{E1} 、 a_E が、 u_1 、 a で近似されることがわかる。したがって、短期間の風観測データより R 年再現期間に対応する極値風速 u_R を推定することができる。

(2) 台風係数

わが国では、年最大風速としての強風のほとんどが、統計的に非定常性の強い台風によってもたらされており、風速を定常不規則過程と見なし、通常風から得られる母集団分布（WEIBULL 分布）が均質であることを前提としている Gomes & Vickery の方法は、台風の影響を十分加味できないと考えられる。そこで、筆者ら⁸⁾ は、Gomes & Vickery の方法より算定される風速再現期待値に対し、台風の影響を大小に表す補正

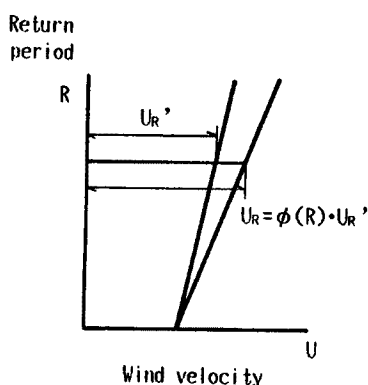


Fig. 1. Modified extreme value distribution by $\phi(R)$.

係数（本研究では台風係数と呼ぶ）を乗じて補正している。この考え方は、Holmes ら⁹⁾が、オーストラリアのサイクロンエリアにおける設計風荷重を考えるに際し、風速に対して、サイクロンの大きな変動性を考慮するために1.15倍というサイクロンファクターを用いているところにも見られる。本研究で導入した台風係数は、次の式で定義した。

$$\text{台風係数} = \frac{\text{極値分布からの風速再現期待値}}{\text{WEIBULL 分布からの風速再現期待値}} \quad (7)$$

ただし 分子：年最大風速を極値 I 型分布 (GUMBEL 分布) に適合させて推定される風速再現期待値

分母：短期間の通常風観測記録より推定される母集団分布 (WEIBULL 分布) から、Gomes & Vickery の方法を用いて推定される風速再現期待値

Gomes & Vickery の方法により推定される R 年極値分布は、

Fig. 1 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（一般には、年最大風速として極値を定義した）に対応する台風係数 ϕ_1 を 1.00 とし、それと R 年再現期間に対応する台風係数 ϕ_R を用いて補正される。なお、風向別の極値分布を推定する際には、本来風向別に台風係数を考慮する必要があるが、風向別の年最大風速データが存在しないため、(7) 式の分子の値を算定できない。そこで、本研究では、全風向対象に風に対して台風係数を算定し、その値を一律各風向の台風係数とした。

(3) 日本各地の台風係数算定

日本各地の気象官署 133 地点で長年蓄積された風観測データを用いて、その地点の再現期間 20 年、50 年、100 年に対応する台風係数を算定した。

定義式の分子に相当する値は、文献 3) 中の再現期間 20 年、50 年、100 年の風速再現期待値を用いた。この再現期待値は、観測法や測器の変更によるデータの不均質の補正を行っており、また 1/7 乗則を用いて地上 10 m の高度に補正してある。また、定義式の分母に相当する値は、各気象官署における短期間自然風観測記録より得られる Weibull 分布から、Gomes & Vickery の方法より算定した 20 年、50 年、100 年再現期待値を用いた。

算定した結果、100 年台風係数が 1.0 以下となる不合理な地点や 2.0 を越える地点が見られた。また、隣接する地点でも、台風係数が大きく異なる地域も見られた。

そこで、各気象官署において、15 年間 (1964 年～1978 年) の 3 時間毎定時観測記録を WEIBULL 確率紙にプロットして、高風速域での WEIBULL 分布の適合性を調べてみた。すると、従来算定されてきた WEIBULL 分布の高風速域での適合性がよいと認められる地点、高風速域で過小評価となっている地点、過大評価となっている地点の 3 つに分類されることがわかった。全般的な傾向として、従来算定されてきた WEIBULL 分布が高風速域で過小評価となっている地点が目立つ。

本研究では、WEIBULL 分布の高風速域側の裾野の部分から、Gomes & Vickery の方法を用いて、極値分布を推定するため、WEIBULL 分布の高風速域での適合性が重要であると思われる。そこで、高風速域を評価するような WEIBULL 分布に修正して、Gomes & Vickery の方法で、風速再現期待値（台風係数定義式の分母に相当する）を求めなおし、台風係数を算定した。算定された 100 年台風係数を Fig. 2 に示す。これを見ると、概ね 1.0～1.8 程度の値となり、1.0 以下となる不合理な地点や隣接する地点で台風係数に大きな差のある地域は、ほとんど見られなくなった。

2.3 台風係数地域区分図の作成

2.2 (3) で算定された気象官署 133 地点の 100 年台風係数をもとに、任意地点の 100 年台風係数を推定するために、台風係数地域区分図の作成を試みた。作成上考慮、仮定したことを以下に述べる。

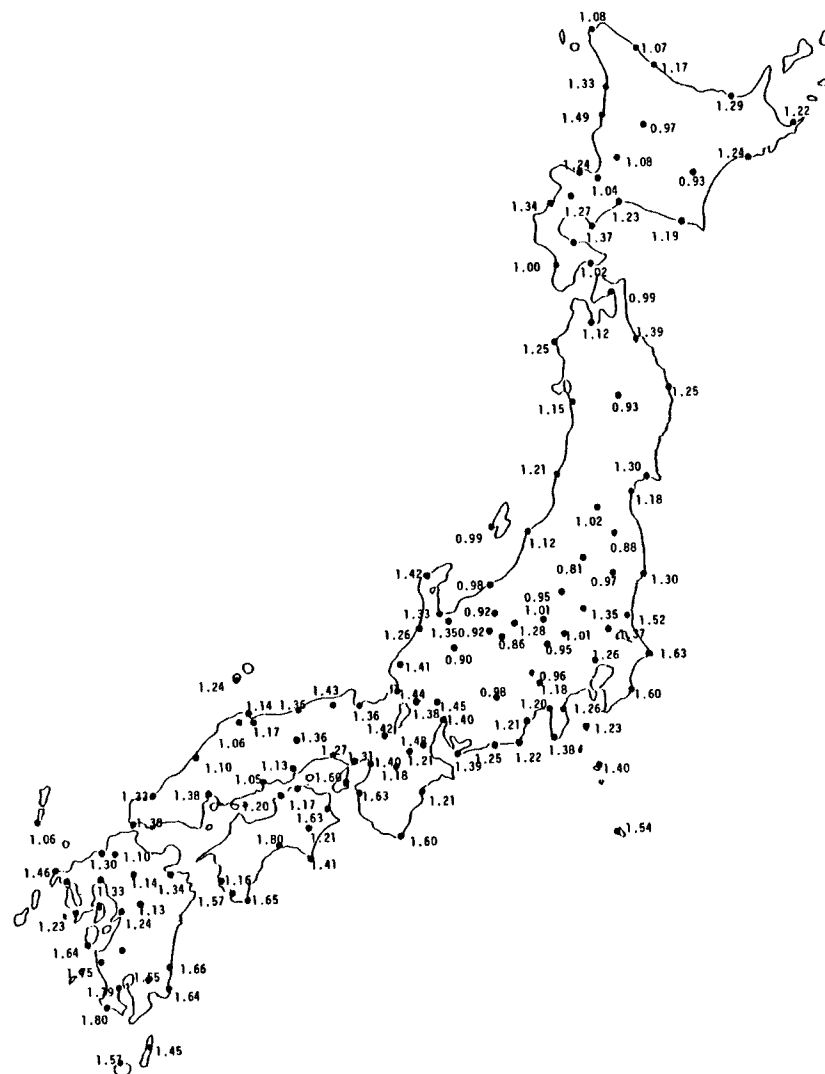


Fig. 2. Typhoon factor $\phi(R=100)$ in local metrological observators in Japan.

- ・台風係数は、台風によってもたらされる強風の評価であるから、ミクروسケールの地形の影響を考慮するよりも、巨視的視野に立ち、大規模な山地、山脈、内海を考慮してコンターラインを引く方が合理的と思われる。
- ・台風係数の精度を考えると、あまり細かく区分しても意味をもたないと思われる。このため、台風係数を、1.0から1.8まで0.2ピッチで5段階に分類した。
- ・同一地域内での台風係数の大小差は、0.2程度におさまるようにした。
- ・隣接する区域で台風係数が急変する（例えば、台風係数1.0の地域と1.6の地域が隣接する）のは無理があると思われるため、区分した地域の台風係数がなだらかに変化するように心がけた。これを評価するために、参考資料として文献4）を用いて、台風上陸後の地域別風速低下率を算定した。（Fig. 3）これは、文献4）より上陸地域別（九州、四国・近畿、東海・関東）の平均的なモデル台風を設定し、この台風域内での最大風速 V について、台風上陸時の最大風速を $V(0)$ 、上陸後1(km)移動したときの最大

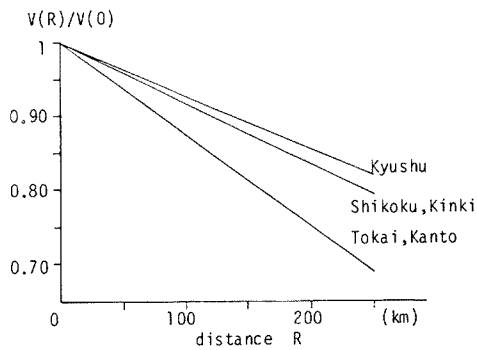


Fig. 3. Decrease rate of wind velocity in typhoon.

風速を $V(l)$ として、 1 と $V(l)/V(0)$ の関係を求めたものである。なお、風速 $V(l)$ は、台風係数定義式の分子に相当するものと考えられる。これを用いて、例えば、東海地方の台風係数1.2と1.0のコンターラインをどこに引くかを判断する場合、上陸時の最大風速 $V(0)$ が92 (%) (コンターラインを台風係数1.1で引くとして、 $1.1/1.2 \times 100$ (%)) になる地点 (このケースでは海岸線より約70 km) とした。ただし、この方法では、この域内周辺で Gomes & Vickery の方法による再現期待値 (台風係数の分母に相当する) が一定であると仮定したとき、有効である。

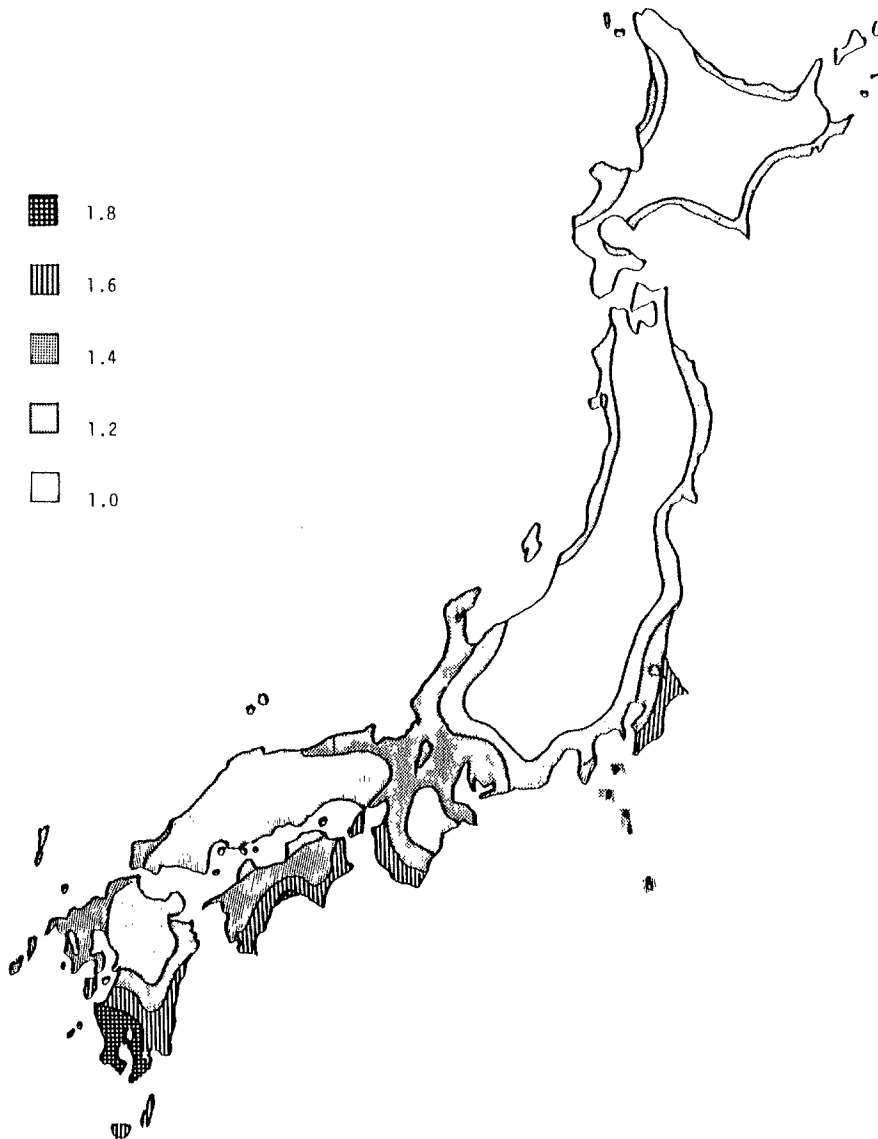


Fig. 4. The regional division of typhoon factor $\phi(R=100)$.

以上のような仮定のもとで作成した100年台風係数地域区分図を Fig. 4 に示す。この図をみると、台風常習地域である鹿児島や高知の一部で台風係数1.8、台風の影響をほとんど受けないと思われる北海道、東北、内陸部では1.0であり、台風の影響を効果的に表していると思われる。また、従来から報告されている全国再現期待風速図¹⁰⁾¹¹⁾と似たコンターラインが引かれた。この図は、現地の風観測記録から推定される高風速域を考慮した WEIBULL 分布より、極値分布を推定する際には有効であると思われる。

しかし、風観測データを地表面の摩擦を無視した上空風へ変換し、一律1/7乗則で高度10 mに下ろすことにより得られる WEIBULL 分布が現在求められていないため、本研究で作成した台風係数地域区分図をもとに風速再現期待値を求めて、建築物荷重指針¹²⁾などで取り上げられている全国基準風速図(地表面粗度を統一している)と比較することは困難である。今後は、各気象官署で地表粗度の統一された風向別 WEIBULL 分布を算定し、本研究の台風係数地域区分図を用いて、風向別全国基準風速図の策定を検討する必要があると思われる。

3. 橋梁の渦励振およびバフエッティング振動に対する安全性評価

3.1 概説

風に対する橋梁の安全性を定量的に評価する場合、風速分布が重要なファクターとなる。これに関して、通常風の風速の分布に比較的よく適合するものに WEIBULL 分布、また風速の極値の分布には極値分布が知られている。そこで、これらの分布形を適用することにより、精度のよい安全性評価が可能になるものと考えられる。どのような風速分布モデルを与えるかについては、対象とする破壊事象によって異なるであろう。

破壊は、構造物に発生する応力と部材の材料強度との関係で論じられる。そのため、風速の分布をそれによって発生する応力の分布に変換することが必要となる。この際、構造物の風による挙動は、自然風の風向、傾斜角、乱れの特性や構造物自身の構造特性に大きく依存することを考慮しなければならない。そこで、風速から応力への変換に必要な情報をできる限り明らかにするために、風洞実験による各種空力現象の予測や実橋の挙動に関する観察記録の収集を行う必要がある。

以上の検討によって、風による橋梁の様々な破壊事象が求められ、破壊確率を算定することが可能となる。破壊確率は、定量的な安全性評価、目標信頼度の設定という点で、概念が最も明確である。しかし、不確定要素のばらつきを正確に確率分布として表現することは、現段階では不可能であるため、破壊確率は相対的な安全性評価に対して有効である点にとどまる。

橋梁に直接初通過破壊的な壊れ方はもたらさないものの、比較的低風速領域で発現するがために、疲労破壊の面から注意を要する空力振動に渦励振がある。渦励振に対する疲労の検討を行うことは、より耐風安定性に優れた橋梁桁断面形状の選定につながるものとして有効であると思われる。

そこで、本章では、静的風荷重、渦励振、バ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する。また、マイナー則を用いて、渦励振、バフエッティング振動に対する累積疲労損傷度を算定する方法を検討する。さらにその数値計算例として、3径間連続箱桁橋の並列3橋を対象に、破壊確率、累積疲労損傷度を算定するとともに、それらを用いて風に対する安全性を評価することを試みる。

3.2 静的風荷重、渦励振およびバフエッティング振動に対する破壊確率の算定方法

静的風荷重、渦励振およびバフエッティング振動に対する破壊確率の算定方法について、Fig. 5 に概略の手順を、Fig. 6 に概念図を示し、以下各項目について内容説明を行う。

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。この際、高風速域での適合性を考慮した WEIBULL 分布パラメータ c , k を算定する必要がある。また、風向生起頻度、乱れの特性についても推測する。なお、風の傾斜角分布についても推測する必要があるが、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、次のようである。橋梁を破壊に至らしめる、ある10分間の

風が、対象風向の着目する風速 U であるとして、この風が構造物の耐用年数 (T 年) 内に、少なくとも 1 回以上生起する確率 $P(U)$ を用いた。

すなわち

$$P(U) = 1 - (1 - f_0 \cdot f(u) du)^n \quad (8)$$

ここで

$P(U)$: 風向別 WEIBULL 分布 $n: 365 \times 24 \times 6 \times T$

f_0 : 風向生起頻度

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定される固有振動数、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。

- ・静的空気力係数 (抗力, 揚力, 空力モーメント係数)
- ・風速一応答振幅曲線 (渦励振振幅, バフエッティング振動振幅の標準偏差)

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、風速とこれによって発生する応力の関係を求める。ここで、発生応力については、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、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
渦励振は定常振幅振動であるため、発生応力は確定的と見なす。
- ・静的風荷重に起因する応力
風速からこれによって発生する応力を関係づけるものに、抗力係数や空気密度がある。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る。また、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。よって、風速と発生応力の関係は、ばらつきを考えた方が合理的といえる。本研究では、このばらつきを LOG-NORMAL 分布と仮定した。
- ・バフエッティング振動に起因する応力
バ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。バフエッティングの振動変位の確率密度関数が正規分布に従いある卓越周波数を有する場合の振動振幅の確率密度関数は Rayleigh 分布に従うことが知られているので、本研究でもこれを採用した。

以上のことを考慮して、風速と発生する応力の関係を求めることが必要となる。

⑤ ①～④より、応力の分布は、以下に示す式で求められる。

$$f_\sigma(\sigma) d\sigma = d\sigma \int_0^\infty f_{\sigma|u}(\sigma|u) P(u) du \quad (9)$$

ただし f_σ : 応力の確率密度関数

$f_{\sigma|u}$: 風速から応力への変換の際のばらきを表す確率密度関数

⑥ さらに、材料強度の分布関数と⑤の応力の確率分布を用いて、対象風向からの風による破壊確率 P_f は次のように求められる。

$$P_f = \int_0^\infty f_\sigma(\sigma) F_{\sigma R}(\sigma) d\sigma \quad (10)$$

ただし $F_{\sigma R}$: 材料強度の分布関数

3.3 渦励振およびバフエッティング振動に対する累積疲労損傷度の算定方法

本研究では、B. S. 5400¹³⁾ にも適用されているマイナー則を用いて、渦励振、バフエッティング振動に対する累積疲労損傷度を算定する方法を検討した。

(1) 渦励振に対する累積疲労損傷度の算定方法

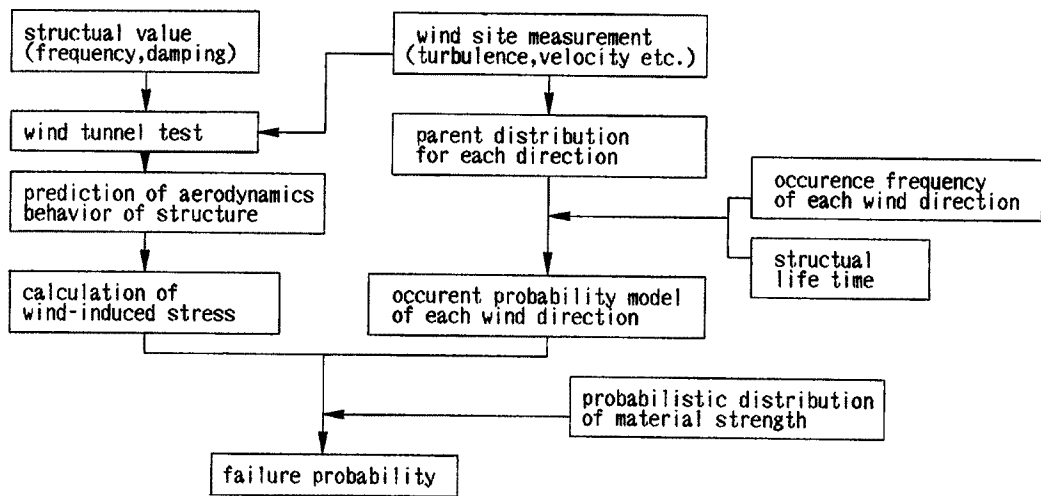


Fig. 5. Flow chart of the evaluation of bridge failure probability.

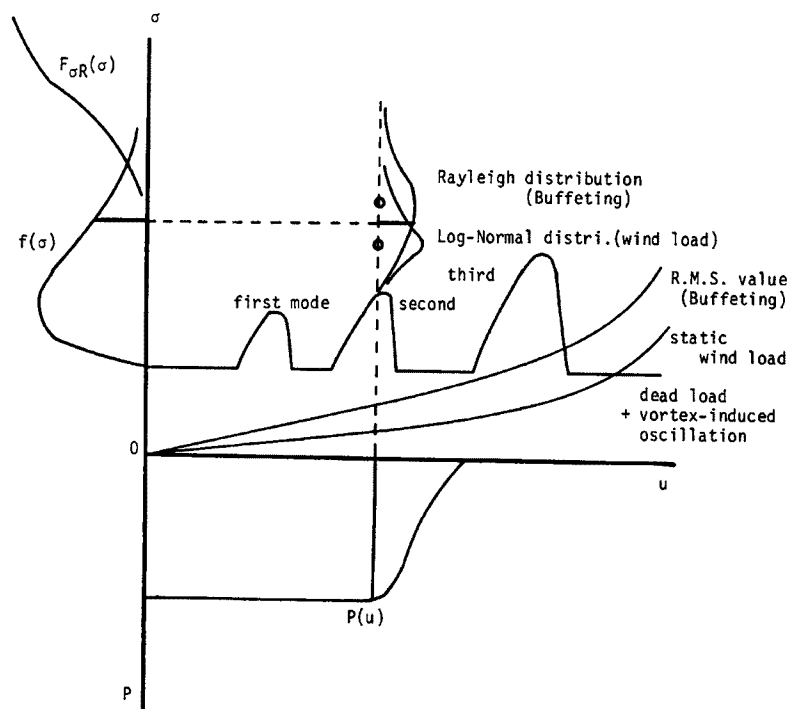


Fig. 6. Concept of failure probability.

渦励振に対する累積疲労損傷度の算定法について、Fig. 7 に概念図を示し、以下各項目について内容説明を行う。

- 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高風速域での適合性を考慮した WEIBULL 分布を推定する。また、風向生起頻度、乱れの強さ、傾斜角分布についても推測する必要があるが、本研究では、傾斜角分布については考慮していない。

風のモデルとしては、WEIBULL 分布を与える。対象風向において、ある風速域 $V_j \sim V_j + dv$ の風速が生

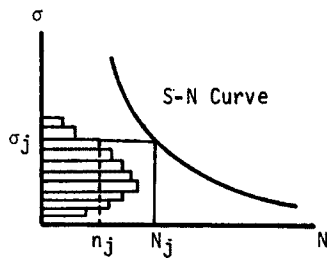


Fig. 7. Concept of fatigue damage in vortex-induced oscillation.

起する確率 $f(V_j)$ は、以下の式で表される。

$$f(V_j) = \frac{k}{c} \left(\frac{V_j}{c} \right)^{k-1} \exp \left\{ - \left(\frac{V_j}{c} \right)^k \right\} dv \quad (11)$$

- ② 風洞試験を行い、渦励振生起風速域と応答振幅を得る。
 ③ 風速とこれによって発生する応力の関係を求める。ここで、渦励振は定常振幅を有する振動であるため、発生応力は確定的と見なす。風速 V_j で発生する渦励振振幅を η_j とし、応力と振幅に線形性が成り立つとすると、

$$\sigma_j = a \eta_j \quad (12)$$

- ④ 風向生起頻度を f_D 、固有振動数を $f_n (\text{sec}^{-1})$ 、構造物の耐用年数を $T_0 (\text{sec})$ とすると、構造物の耐用年数内に風速 V_j

～ $V_j + dv$ によって生じる渦励振振動回数 n_j は、以下の式で表される。

$$n_j = f(V_j) \cdot f_D \cdot f_n \cdot T_0 \quad (13)$$

- ⑤ 鋼材の応力と繰返し回数の関係 (S-N 曲線) より、 σ_j に対応する疲労限界回数 N_j を算定する。

$$\gamma_j = \frac{n_j}{N_j} \quad (14)$$

- ⑥ 渦励振発現領域で風速を細分化して、①～⑤を繰り返すと、累積疲労損傷度 γ は算定される。

$$\gamma = \sum_j \frac{n_j}{N_j} \quad (15)$$

(3) バフエッティング振動に対する累積疲労損傷度の算定方法

バフエッティング振動に対する累積疲労損傷度の算定方法について、その概念図を Fig. 8 に示し、以下内容説明をする。

- ① 渦励振の場合と同じく、風のモデルは橋軸直角近辺風向の高風速域での評価を考慮した WEIBULL 分布とする。(13) 式参照)
 ② 風洞実験により、風速 V とバフエッティング振動振幅の標準偏差 (R. M. S 値) η_{RMS} のデータを得る。
 ③ 振幅と応力の関係を線形性が成り立つとして、バフエッティング振動による応力の標準偏差 σ_{RMS} を得る。

$$\sigma_{\text{RMS}} = a \eta_{\text{RMS}} \quad (16)$$

- ④ 3.2 で述べたように、バフエッティング振動は不規則振動であるから、その振幅統計処理として、Rayleigh 分布を用いる。これを用いて、風速からそれによって発生する応力の分布を算定する。ある応力 σ_j の生起確率 $f(\sigma_j)$ は、以下の式で求められる。

$$f(\sigma_j) d\sigma = d\sigma \int_0^\infty \frac{\sigma_j}{\sigma_{\text{RMS}}} \exp \left\{ - \left(\frac{\sigma_j}{2\sigma_{\text{RMS}}} \right)^2 \right\} f(V_j) dV_j \quad (17)$$

- ⑤ 風向生起頻度を f_D 、固有振動数を $f_n (\text{sec}^{-1})$ 、構造物の耐用年数を $T_0 (\text{sec})$ とすると、構造物の耐用年数内にある応力レベル σ_j の振動が生起する回数 n_j は、

$$n_j = f(\sigma_j) \cdot d\sigma \cdot f_D \cdot f_n \cdot T_0 \quad (18)$$

- ⑥ S-N 曲線より、 σ_j に対応する疲労限界回数 N_j を求めると、 σ_j での疲労損傷度 γ_j は

$$\gamma_j = \frac{n_j}{N_j} \quad (19)$$

- ⑦ 全ての応力レベルで疲労損傷度 γ_j を算定することにより、累積疲労損傷度 γ は算定される。

$$\gamma = \sum_j \frac{n_j}{N_j} \quad (20)$$

3.4 数値計算例

一例として、3 径間連続梁桁橋の並列 3 橋 (道路橋 E、鉄道橋、道路橋 W) について上記の方法により自然風下の橋梁の破壊確率、累積疲労損傷度の算定を行った。なお、その橋梁の空力振動応答特性は、3 次元

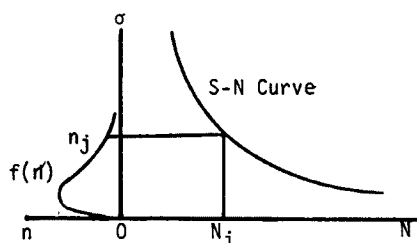


Fig. 8. Concept of fatigue damage in buffeting.

Table 1. The case of wind tunnel test

case No.	condition of flow	intensity of turbulence		scale of turbulence		damping
		lu (%)	lw (%)	Lu (m)	Lw (m)	
1	smooth flow					0.06
2	smooth flow					0.10
3	turb. A'	10	7	160	20	0.06
4	turb. A'	10	7	160	20	0.10
5	turb. AM1	6	5	130	23	0.06
6	turb. AM2	8	6	190	33	0.06

弾性模型を用いた風速一応答振幅測定実験により得られた結果を用いた。実験における気流特性および構造減衰に関する諸条件を Table 1 に示す。また、死荷重、風荷重、渦励振、バフエッティング振動によって発生する応力の算定も別途実施されている。今回の計算では、渦励振、バフエッティング振動ともに、1次モードから3次モードまでを考慮した。

(1) 破壊確率の算定

破壊確率の算定対象とした風洞実験ケースは、case No. 1, 2, 3 の3ケースである。

また、破壊確率の算定位置は、鉛直たわみ1次振動によって発生する応力が最大となる地点である。以下、2節で述べたステップごとに使用したデータを説明する。

① 海面上高度15 mで観測された自然風データを用いた。それから得られた風向生起頻度図 (WIND ROSE), 橋軸直角近辺風向 (NNE, NE, SSW, SW) の破壊確率に与えた風のモデル (高度25 m) を Fig. 9 に示す。これを見ると、ある風速域までは生起確率1.0で、そこから極端に生起確率が小さくなる分布となった。

ここで、この生起確率分布と、Gomes & Vickery の方法で推定される極値分布の関係について検討してみた。その関係を、Fig. 10 に示す。再現期間 T 年内で $U_1 \sim U_1 + dU$ の風速が少なくとも1回以上生起する確率 Q_1 は

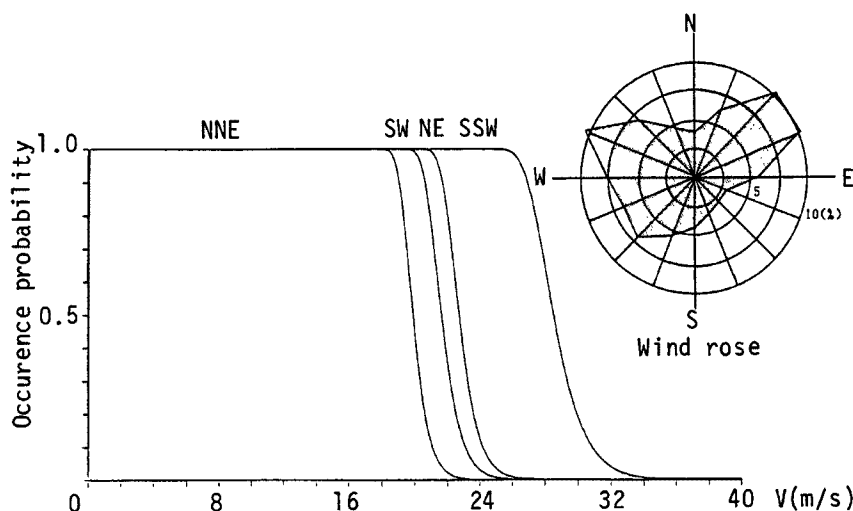


Fig. 9. Wind model for failure probability and wind rose.

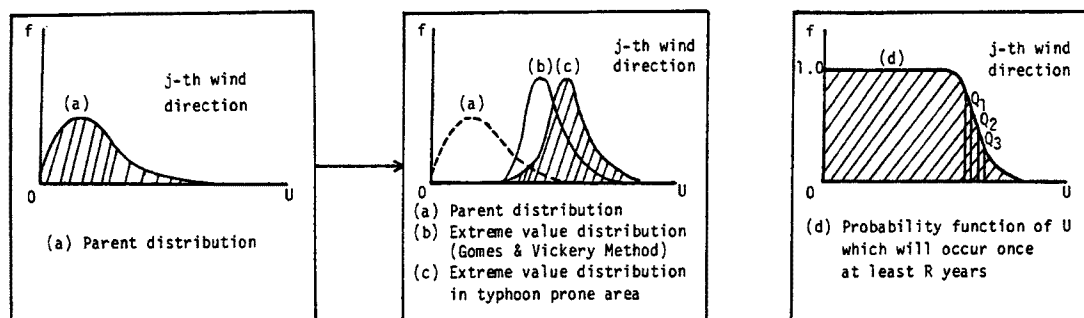


Fig. 10. Comparison of this model with extreme value distribution.

$$Q_1 = 1 - (1 - T_1)^n \quad (21)$$

ただし,

$$T_1 = \frac{k}{c} \left(\frac{u_1}{c} \right)^{k-1} \exp \left\{ - \left(\frac{u_1}{c} \right)^k \right\} du$$

$$n = 365 \times 24 \times 6 \times T$$

したがって, $U_1 \sim U_1 + dU$ の風速が T 年内で最大風速となる確率 Q は

$$Q = Q_1 \times \prod_{i=2}^{\infty} (1 - Q_i) \quad (22)$$

一方, T 年極値分布は, T 年内に起こりうるであろう最大風速の生起確率を表しているので, $U_1 \sim U_1 + dU$ の風速が最大となる確率 R_1 は,

$$R_1 = \alpha \exp \left[- \alpha (u_1 - u_T) - \exp \{ - \alpha (u_1 - u_T) \} \right] du \quad (23)$$

但し α, u_T : 極値分布パラメータ

この両者の値 (Q と R_1) を比較検討するために, 稚内, 名古屋, 東京, 大阪, 鹿児島 の 5 地点における全風向対象の WEIBULL 分布を用い, 100 年極値分布のモード値が再現期間 (100 年) 内の最大値となる確率を, 上に示した 2 つの方法で求めてみた。この結果を, **Table 2** に示す。両者の値には若干の差はみられるものの, わりに一致した値となる傾向がみられた。

②③ 今回対象とした橋梁の抗力係数は, $C_d = 0.75$ と仮定した。

また, 本研究では, 渦励振の定常振幅およびパフエッティング振動振幅の標準偏差を **Fig. 11** に示す方法で与えた。

④⑤ 静的風荷重, 渦励振およびパフエッティング振動による発生応力は, 以下に述べる方法で算定した。

静的風荷重に起因する応力

Table 2. Comparison of this model with extreme value distribution

	R1	Q1
Wakkanai	0.289	0.483
Nagoya	0.331	0.564
Tokyo	0.370	0.564
Osaka	0.333	0.564
Kagoshima	0.431	0.591

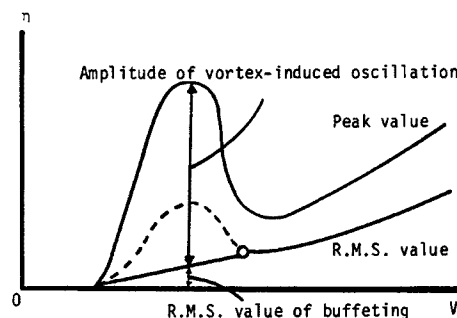


Fig. 11. Change from V-A diagram to data for analysis.

以下に示す式で単位長さ当りに作用する水平風荷重を算定し、応力解析で得られた値を用いて、発生応力を算定した。

$$P=(1/2)\rho C_d V^2 A G \quad (24)$$

但し C_d ：抗力係数 (=0.75) G ：ガスト補正係数
 ρ ：空気密度 (=0.12 (kg sec²/m⁴)) A ：受風面積
 (本四基準より $G=1.24^2=1.54$ とした。)

なお、発生応力のばらつきを考慮するために、本研究では、上で求めた値を平均値とする LOG-NORMAL 分布を仮定した (変動係数15 (%))。

渦励振に起因する応力

応力解析で得られた応力に、風速一応答振幅曲線から得られる渦励振振幅を乗じて、発生応力は算定される。

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を、1次モードから3次モードまで同時に考慮する方法として次のような方法を用いた。各モードにおける振幅の標準偏差 η_{RMS1} , η_{RMS2} , η_{RMS3} を、応力の標準偏差 σ_{RMS1} , σ_{RMS2} , σ_{RMS3} に交換する。ここで、振動変位の確率密度関数が正規分布であること、各モードは独立事象であることより、1次モードから3次モードを同時に考慮した応力変位の確率密度関数も正規分布となり、その標準偏差 σ_{RMS} は

$$\sigma_{RMS} = \sqrt{\sigma_{RMS1}^2 + \sigma_{RMS2}^2 + \sigma_{RMS3}^2} \quad (25)$$

従って、応力振幅 σ の確率密度関数は、標準偏差 σ_{RMS} とする Rayleigh 分布で表される。

風荷重のばらつきを表す LOG-NORMAL 分布とパフエッティングによる応力のばらつきを表す Rayleigh 分布は、それぞれ現象が独立であるため、それらの和の確率密度関数が、風速から応力への交換の際のばらつきを表す確率密度関数となる。

⑥ 材料強度の分布形は、LOG-NORMAL 分布と仮定し、平均値は道路橋示方書¹⁴⁾にある公称値 (SS41 2400 (kg/cm²)), 変動係数は10 (%) とした。

以上の計算による結果を、Table 3 に示す。

(2) 渦励振およびパフエッティングによる累積疲労損傷度の算定

算定対象箇所は、各橋梁において、たわみ1次モード、2次モード、3次モード振動による発生応力が最大となる点である。また、算定対象ケースは、各橋梁において、Table 1 に示した6ケースである。

風のモデルには橋軸直角近辺風向 (NNE, NE, SSW, SW) の高風速域を評価した WEIBULL 分布を用いた。渦励振による累積疲労損傷度は、渦励振発現域を100分割して算定した。パフエッティング振動は、風洞実験が行われた風速域で算定した。

$$\sigma_i = \sigma_0 \left(\frac{2 \times 10^6}{N_i} \right)^\alpha \quad (26)$$

ただし 200万回疲労限界応力 σ_0 : 1050 (kg/cm²)

S-N 曲線勾配 α : 1/4 (本四基準の非調質鋼)

降伏基準応力 σ_{cr} : 各材質の公称値¹⁴⁾を用いた。

以上のデータより算定した渦励振の累積疲労損傷度 γ のうち、数値の一番大きかった道路橋 W の鉛直たわみ一次モードを例に取って Table 4 に示す。また、パフエッティング振動の累積疲労損傷度も Table 5 に示す。

5. 風に対する橋梁の安全性評価

道路橋 E, 鉄道橋, 道路橋 W のうち、道路橋 W の破壊確率が最も大きかった。風速一応答振幅図を見ると、一般に上流側の道路橋の振幅が大きく、また風向 SSW の風が破壊に対して支配的になっているため、

Table 3. Failure probability of assumed three bridges

CONDITION		C _D	0.75		
durability	100 year	Case	1		
Location	sec. 15 flange4	material	SS-41		
Conclusion					
ROAD BRIDGE E					
case No.	NNE	NE	SSW	SW	合計
1	0.4761E-6	0.6146E-4	0.9021E-5	0.1466E-6	0.7110E-4
2	0.1532E-22	0.1917E-20	0.8620E-12	0.7658E-26	0.8620E-12
3	0.7653E-26	0.6421E-23	0.2068E-7	0.4110E-21	0.2068E-7
ROAD BRIDGE W					
case No.	NNE	NE	SSW	SW	合計
1	0.2769E-8	0.5967E-6	0.5057E-3	0.1674E-4	0.5231E-3
2	0.2204E-28	0.4301E-25	0.1424E-9	0.5287E-21	0.1424E-9
3	0.3991E-23	0.1896E-20	0.4439E-7	0.1118E-23	0.4439E-7
RAILWAY BRIDGE					
case No.	NNE	NE	SSW	SW	合計
1	0.3687E-26	0.8981E-24	0.1311E-22	0.2154E-24	0.1423E-22
2	0.7066E-51	0.3365E-48	0.1821E-46	0.7294E-49	0.1863E-46
3	0.2646E-54	0.1245E-51	0.2293E-38	0.2701E-52	0.2293E-38

Table 4. Investigation of fatigue in vortex-induced oscillation
Condition

ROAD BRIDGE W			MODE		first mode	
durability	100 year		frequency		0.760 (Hz)	
Location	sec. 15 flange4		material		SS-41	
Conclusion						
case		NNE	NE	SSW	SW	合計
1	γ	0.4879E-3	0.1533E-1	0.6966	0.5825E-2	0.7182
2	γ	0.1378E-5	0.7132E-4	0.7866E-2	0.3601E-4	0.7975E-3
3	γ	0.1272E-5	0.4172E-4	0.8213E-3	0.4634E-5	0.8689E-3
4	γ	vortex induced oscillation don't occur.				
5	γ	0.8169E-4	0.2349E-2	0.1935	0.1039E-2	0.1969
6	γ	0.2185E-4	0.6630E-3	0.2610E-1	0.2577E-3	0.2705E-1

Table 5. Investigation of fatigue in beffeting

Condition						
ROAD BRIDGE W			MODE		first mode	
durability	100 year		frequency		0.760 (Hz)	
Location	sec. 15 flange4		material		SS-41	
Conclusion						
case		NNE	NE	SSW	SW	合計
1	γ	0.1280E-7	0.1699E-6	0.9714E-6	0.2262E-7	0.1024E-5
2	γ	0.1262E-9	0.3757E-8	0.1736E-6	0.1857E-8	0.1793E-6
3	γ	0.3592E-7	0.9743E-6	0.1136E-4	0.1237E-6	0.1249E-4
4	γ	0.3258E-8	0.2171E-6	0.1340E-5	0.6093E-8	0.1566E-5
5	γ	0.5681E-6	0.7558E-5	0.3270E-4	0.7027E-6	0.4153E-4
6	γ	0.1158E-6	0.3213E-5	0.5502E-4	0.6666E-6	0.5902E-4

SSW からの風で上流側に位置している道路橋 W の破壊確率が大きくなったと思われる。鉄道橋の破壊確率は非常に低く、ほとんど風による破壊は道路橋に比べて問題はないと判断される。

破壊確率が最大となったのは、道路橋 W の一様流 ($\delta=0.06$) 実験で得られた空力応答をベースに風向 SSW の風に対して、 $0.5057E-3$ であった。その値について、渦励振およびバフエッティング (各振動モード 1 次～3 次) のうち、どれが最も大きく寄与しているかを調べてみた。その結果、1 次モードの渦励振が、破壊確率に対して大きく寄与していることがわかった。これは、1 次モードの渦励振が、高次モードの渦励振に比べ低風速域で発生し、今回の計算で与えた風の確率分布モデルの発現領域 (風速 17～28(m/s) 前後) での生起確率が、他のモードに比べて極端に大きいことによるとと思われる。また、今回の計算では、抗力係数を 0.75 と仮定したが、死荷重 + 風荷重の破壊確率は $0.2107E-61$ であった。したがって、風荷重は破壊確率にほとんど影響を与えていないと考えられ、仮に実際の抗力係数が 0.75 以上であったとしても、風荷重による破壊は問題ないと思われる。

構造減衰 $\delta=0.06$ を、一様流で 0.10 まで上げると、破壊確率は道路橋 W の場合で、 $0.5231E-3$ から $0.1242E-9$ まで下がった。また、同じ構造減衰 ($\delta=0.06$) でも、乱流中になると、破壊確率は $0.4439E-7$ に下がった。これは、破壊確率に大きく寄与している渦励振たわみ 1 次モードの振幅が、 $\delta=0.10$ や乱流中になると小さくなるためと考えられる。

材料強度の分布形状を LOG-NORMAL 分布と仮定し、その平均値および変動係数を変化させて、破壊確率の感度分析を道路橋 W を対象に行った。まず、平均値について、文献15)を参考に、材料強度の公称値 (SS-41 2400(kg/cm²)) の 1.15 倍 (2760(kg/cm²)) にすると、破壊確率は $0.5231E-3$ から $0.1173E-5$ に減少した。変動係数については、0.10 (破壊確率 $0.5231E-3$) に対して、 ± 0.05 増減させてみた。0.15 とした場合、破壊確率は $0.2818E-1$ に増加し、0.05 にすると $0.1005E-9$ まで減少した。また、仮に橋梁用薄板鋼板の降伏強度実験データを用いて計算すると、破壊確率は $0.1834E-13$ まで減少した。以上のことから、破壊確率は材料強度に非常に敏感であり、破壊確率の精度よい算定には、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。

累積疲労損傷度は、道路橋の場合、渦励振で最大値 $\gamma=0.7182$ (道路橋 W 一様流 $\delta=0.06$ 1 次モード)、バフエッティングで最大値 $\gamma=0.8059E-4$ (道路橋 E 乱流 AM2 $\delta=0.06$ 1 次モード) であった。また、鉄道橋の場合、渦励振で最大値 $\gamma=0.5313E-1$ 、バフエッティングで最大値 $\gamma=0.1429E-4$ であった。したがって、風による疲労破壊については、渦励振を対象に、特に道路橋について検討していく必要があると

思われる。

道路橋 W を対象に、渦励振に対する累積疲労損傷度をみると、たわみ 1 次振動モード（一様流 $\delta=0.06$ で $\gamma=0.7182$ ）が 2 次モード（一様流 $\delta=0.06$ で $\gamma=0.4804E-2$ ）、3 次モード（一様流 $\delta=0.06$ で $\gamma=0.2221E-5$ ）より卓越していた。これは、風のモデルが WEIBULL 分布であるため、最も低風速域で生起する 1 次モード振動（発現風速：実橋風速 17~18(m/s) 前後）の繰り返し回数が、他のモードに比べて多いことによるものと思われる。構造減衰について、 $\delta=0.06$ と $\delta=0.10$ を比較すると、一様流では渦励振振幅が大きく変わるため、累積疲労損傷度は 1 次モードで、 $\delta=0.06$ の場合 $\gamma=0.7182$ 、 $\delta=0.10$ の場合 $\gamma=0.7975E-3$ と、2 オーダー程度の差が出た。

今回対象とした橋梁の中で最も大きい破壊確率は、道路橋 W（一様流 $\delta=0.06$ ）で、実際の材料強度分布（平均値 2760(kg/cm²) 変動係数 0.10 に近いデータを与えた場合、 10^{-6} のオーダーとなった。破壊確率の目標基準についてはさまざまな意見があるが、仮に安全性指標と概略的に比較できるものとして、破壊確率の目標基準を文献 16) での 10^{-5} ~ 10^{-6} とすると、今回の例題とした橋梁は風による破壊に対して特に問題はないと思われる。

また、疲労破壊については、渦励振が支配的であり、一様流 $\delta=0.06$ の場合、道路橋 W で $\gamma=0.7182$ と大きい値を示した。疲労破壊には、風以外に交通荷重が大きな影響を与えることを考えると、慎重な検討を要すると思われる。しかし、現実的には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のが計算結果より得られていること、さらに適当なダンパーなどで構造減衰を大きくすると、 γ が大幅に小さくなるのが計算より得られている。（例えば、 $\delta=0.10$ では $\gamma=0.7975E-3$ 、10% の乱流で $\gamma=0.8989E-3$ ）このことから、風に起因した本橋の疲労は問題にならないと思われる。

また、鉄道橋については、破壊および疲労破壊について、特に問題はないと思われる。

4. 結論及び今後の課題

本研究では、短期間の自然風観測記録より、風向別の通常風風速母集団分布（WEIBULL 分布）を推定し、Gomes & Vickery の方法及び台風係数を用いて、風向別強風の極値分布を予測する手法について検討した。得られた結果を以下に列挙する。

- 1) 全国気象官署 133 地点における 15 年間の定時観測記録を用い、高風速域を評価した Weibull 分布を求めなおし、台風係数を算定した。その結果、100 年台風係数で概ね 1.0~1.8 程度が得られた。
- 2) 気象官署 133 地点の 100 年台風係数をもとに、台風上陸後の風速低減率を参考にして、台風係数地域区分図を作成した。台風常襲地帯である鹿児島や高知の一部では 1.8、台風の影響をほとんど受けない北海道、東北、内陸部では 1.0 となり、全国風速再現期待値図と似たコンターラインが引かれた。この図は、現地の風観測記録から推定される高風速域を評価した WEIBULL 分布より、極値分布を推定する際には有効である。
- 3) 風観測データを、地表面の摩擦の効果を無視した上空風（Friction-Free Wind）へ交換し、一律 1/7 乗則で高度 10 m に下ろすことにより得られる WEIBULL 分布は、現在求められていない。今後は、各気象官署で地表面粗度の統一された風向別 WEIBULL 分布を算定し、本研究の台風係数地域区分図を用いて、風向別全国基準風速図の策定を検討する必要があると思われる。

また、橋梁の渦励振およびパフエッティング振動に対する安全性を定量的に評価するために、破壊確率の算定方法を検討した。その数値計算例として、3 径間連続箱桁橋並列 3 橋を対象に破壊確率 Pf を算定した。算定した結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 破壊確率に対しどのような振動が最も寄与しているかを調べた。その結果、1 次モードの渦励振が支配的であることがわかった。これは、1 次モード発現領域での風速生起確率が、高次モードに比べて、極端に大きいためと思われる。
- 2) 材料強度分布の変動係数を変化させて破壊確率の感度分析を行った。道路橋 W（一様流 $\delta=0.06$ ）の場合、変動係数 0.05, 0.10, 0.15 に対し、それぞれ Pf=0.1005E-9, 0.5231E-3, 0.2818E-1 となり、差が

非常に大きかった。また、平均値の1.15倍をとってみると、 $0.1173E-5$ となり2オーダー下がった。破壊確率は材料強度分布に非常に敏感で、材料強度に関する的確な情報が必要であると思われる。

- 3) 再現期間 T 年の極値分布のモード値が T 年内で最大風速になる確率を、本研究で用いた風速生起確率分布および Gomes & Vickery の方法で推定される極値分布の2つの方法で算定した。その結果、両者の値には、若干の差はみられるものの、よく似た値となる傾向がみられた。

渦励振およびバフティング振動に対し、マイナー則を用いた累積疲労損傷度の算定方法を検討した。その数値計算例として、先の並列3橋を上げ、累積疲労損傷度を算定した。

算定した結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 渦励振とバフティング振動で、疲労破壊に対しどちらが支配的であるかを調べた。その結果、渦励振が疲労破壊に対し支配的であることがわかった。
- 2) 渦励振による累積疲労損傷度をモード毎に比較した。その結果、1次モードが、2次モード、3次モードに比べて卓越していた。これは、風速分布が WEIBULL 分布であるために、最も低風速域で発生する1次モードの生起頻度が大きいことによるものと考えられる。

3径間連続箱桁橋の並列3橋について、破壊確率および累積疲労損傷度を用い、風に対する安全性を評価することを試みた。

- 1) 今回対象とした橋梁の破壊確率は、実際の材料強度分布（平均値 2760 kg/cm^2 変動係数0.10）に近いデータを用いた場合には、最大で 10^{-6} のオーダーであった。仮に安全性指標と概略的に比較できるものとして、破壊確率の目標基準を文献16)での $10^{-5} \sim 10^{-6}$ とすると、今回対象とした橋梁は風による破壊に対して問題はないと思われる。
- 2) 渦励振による疲労破壊については、一様流 $\delta=0.06$ の場合、道路橋 W で $\gamma=0.7182$ と大きい値を示した。疲労破壊には風以外に交通荷重が大きな影響を与えることを考えると、慎重な検討を要すると思われる。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計算結果より得られていること、さらに適当なダンパーなどで構造減衰を大きくすると、 γ が大幅に小さくなることが計算より得られている。このことから風に起因した本橋の疲労は問題にならないと思われる。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋耐風設計指針（1967）および同解説，土木学会，1975。
- 2) Gringorten, I. : A Simplified Method of Estimating Extreme Value from Data Samples, J. Appl. Met., Vol 2, 1963, pp. 82-89.
- 3) 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，昭和52年3月。
- 4) 藤井 健・光田 寧：台風の確率モデルによる強風のシミュレーション，Journal of Wind Engineering, No. 28, 1986. p, pp. 1-12.
- 5) L. Gomes, B. J. Vickery : On the prediction of extreme wind speeds from the parent distribution, Journal of Industrial Aerodynamics, 2 (1977), pp. 21-36.
- 6) S. O. Rice, in N. Wax (Ed.): Selected Papers on Noise and Stochastic Processes, Dover, NEW YORK, 1954.
- 7) 浅見 豊・森川泰成：最大値の統計的予測に関する研究 風圧波形への適用，第9回風工学シンポジウム論文集，1986，pp. 301-306.
- 8) 松本 勝・白石成人・白土博通・築山有二：強風に対する橋梁構造物の安全性に関する研究，第10回風工学シンポジウム論文集，1988年12月，pp. 331-336.
- 9) L. Pham, J. D. Holmes, R. H. Leicester : Safety Indices for wind loading in Australia, Proc. of APSOWE, 1985.

- 10) 中原満雄・田村幸雄・浅見 豊・新堀喜則・吉川裕三：日本における建築物設計用の基準風速分布図”，日本建築学会論文報告書 No. 336, 1984年 2 月, pp. 11-20.
- 11) 宮田利雄・山田 均・柳原正浩：日本列島の極値風速分布に関する一考案，日本風工学会誌第32号，昭和62年 5 月, pp. 7-8.
- 12) 日本建築学会：建築物荷重指針 同解説，1981年.
- 13) BS5400: Steel, Concrete and Composite Bridges: part2 Specification for Loads: 1978; British Standards Institute
- 14) 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.
- 15) 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. 4-16.
- 16) Gerhart I. Schueller：構造物の安全性と信頼性，小西一郎・高岡宣善・石川 浩共訳，昭和59年 2 月, 丸善.