

I-409 橋梁構造物の渦励振及びパフエッティング振動に対する安全性評価について

京都大学大学院 学生員 村上琢哉
 京都大学工学部 正 員 白石成人
 三菱重工業 正 員 田辺剛郎

京都大学工学部 正 員 松本 勝
 関西国際空港 正 員 本山 翫
 四国電力 正 員 築山有二

1. まえがき 現行の耐風設計では、設計上考えられる不確定要素を補正係数の導入という形で評価している。しかし、これらの補正係数は、経験に基づく工学的判断により決定されていること、また構造物が風に対して、どの程度の安全性を有しているのかを定量的に表せないなどの問題点があげられる。そこで本研究では、橋梁構造物の安全性を定量的に評価するために、まず、架設地点の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。さらにこれを用いて、安全性を破壊及び疲労の面から評価することを試みた。その例として三径間連続箱桁橋の並列3橋を取り上げ、その安全性について検討した。

2. 風向別強風の極値分布の推定 橋梁架設地点における短期間自然風データから得られる母集団分布（Weibull分布）に、Gomes&Vickeryの方法¹⁾及び台風の影響の大きさを経験的に求めた補正係数（台風係数）を適用して風向別極値分布を推定する方法は、筆者ら²⁾によって進められてきた。本研究ではこの方法について検討した。まず、全国気象官署133地点における15年間（1964-1978）の定時観測記録を用い、高風速域を評価したWeibull分布パラメータC, Kを求めなおした。そして台風係数R年を、年最大風速をGUMBELL分布に当て

はめて推定されるR年再現期待値と、高風速域を考慮したWeibull分布から推定されるR年再現期待値との比と定義し、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程度の値が得られた。これを用いて、任意地点の台風係数を求めるために台風係数地域区分図を作成した。それを図1に示す。

3. 渦励振及びパフエッティング振動に対する安全性評価

(1) 初通過破壊に対する検討 安全性を定量的に評価するため、破壊確率の算定方法を検討した。概念図を図2に示しその特徴を簡単に説明する。本研究では、破壊の対象を静的風荷重、全風速域で生起するパフエッティング振動、限定振動である渦励振としたため、風のモデルには、「橋梁を破壊に至らしめるある10分間の風が、橋軸直角風向の着目する風速であるとして、この風速が構造物の耐用期間内に少なくとも1回以上生起する確率」を与えた。参考までにこのモデルと他の分布形との比較を図3に示す。また、風による静的あるいは動的な変形による発生応力は、図2に示してある。以上より、応力の確率密度関数が定義され、さらに材料強度の分布関数を用いて、破壊確率 P_r は、 $P_r = \int f_{\sigma}(\sigma) F_{QR}(\sigma) d\sigma$ と表せる。

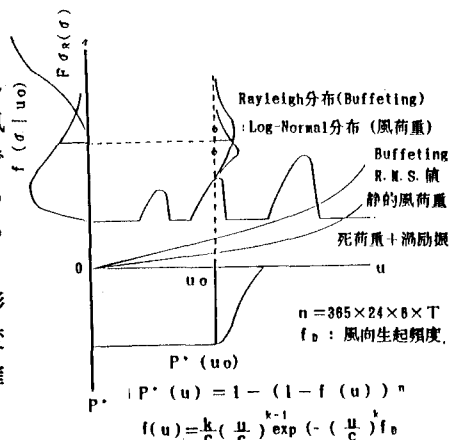


図2 破壊確率の算定方法の概念図

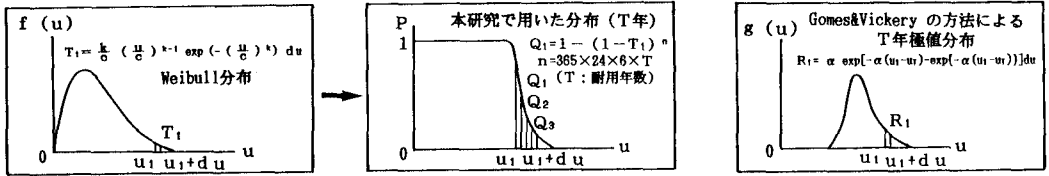


図3 本研究で用いた風の分布モデルと極値分布との比較

上記の方法を用いて三径間連続箱桁橋並列3橋（図4参照）を例に取り、破壊確率を算定した。設定条件は、耐用年数100年、抗力係数0.75と仮定し、パフティングの発生応力分布をRayleigh分布、静的風荷重による発生応力分布を対数正規分布（変動係数0.15）、材料強度分布を対数正規分布（変動係数0.10）と仮定した。算定対象位置は、風洞実験及び数値解析を行った際、振動モード別（三次モードまで）にみて発生応力最大点とした。

実際の材料強度分布に近いデータ（平均値2760(kg/cm²）、変動係数0.10）を用いた場合、NNE, NE, SSW, S W風向に対する破壊確率は順にあげれば、0.1549E-11, 0.3619E-9, 0.1145E-5, 0.2885E-7でありSSW風向が支配的である。仮に安全性指標と概略的に比較できるものとして、目標基準を文献3)の10⁻⁵~10⁻⁶とすると、風による破壊の問題はないと思われる。また、参考として材料強度分布の変動係数を変化させた。平均値は2400(kg/cm²)で一定とし、変動係数を0.05, 0.10, 0.15とすると、それぞれ0.1005E-9, 0.5231E-3, 0.2818E-1となった。このことから、破壊確率は材料強度分布に非常に敏感であると思われる。

(2)疲労破壊に対する検討 渦励振及びパフティング振動に対し、風のモデルにWeibull分布を適用し、マイナー則を用いた疲労損傷度の算定方法を検討した。疲労損傷度の概念図を図5に示す。算定方法は、ある風速における空力振動による発生応力の分布を耐用期間内の生起回数n_jに変換する。そして累積疲労損傷度γが1を超えるかどうかによって疲労を検討するものである。その算定例として、同じ3橋を例に取り、γを算定した。その結果渦励振によるγの最大は0.7182、パフティングによる最大は0.8059E-4であることから渦励振が疲労破壊に対し支配的であることがわかった。渦励振については、一様流δ=0.06における道路橋Wでγ=0.7182と1に近い値を示しているものの、自然風下では風は乱れており、本橋に対する実験データによると架設地点の風の乱れが大きいたまには、渦励振の振幅が大幅に小さくなることが得られていること、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。（例えばδ=0.10ではγ=0.7975E-3、10%の乱流で、γ=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ものと思われる。

4. 結論 ・短期間自然風観測記録よりGomes&Vickeryの方法及び台風係数を用い、風向別強風の極値分布を推定する方法について検討した。その結果、台風係数地域区分図が作成できた。これは、任意地点の極値分布を短期間自然観測記録より推定する場合に有効であると思われる。

・橋梁構造物の安全性を定量的に評価する指標として、破壊確率及び累積疲労損傷度を考え、その算定方法について検討した。その一例として取り上げた3径間連続箱桁橋の並列3橋の風による破壊確率は、ほとんど渦励振1次モードと材料強度分布によって決定され、また累積疲労損傷度も、同様に渦励振1次モードによって決定されると考えられる。

(参考文献) 1) 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

2) 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

3) 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、1984年2月、丸善

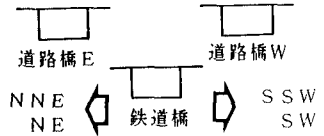


図4 並列3橋

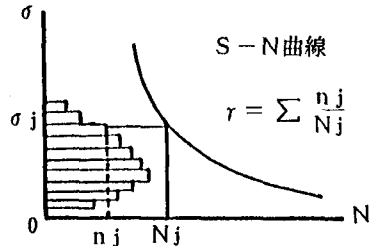


図5 累積疲労損傷度の概念図

図5 累積疲労損傷度の概念図