

東京大学大学院 学生員 ○八木 茂樹
東京大学工学部 正員 伊藤 学
東京大学工学部 正員 藤野 陽三

1. まえがき 長大吊橋ではその耐風安定性が吊構造部の設計を支配することが多い。特に橋梁の破壊に繋がる危険性を有する自励振動は、風速と迎角に依存する負減衰効果により発生するもので、現行の本州四国連絡橋耐風設計基準でも、自励振動の発生条件についてある一定の範囲を定めている。現在この基準に対しては、二次元模型を用いた一様気流中での風洞実験により安定性照査を行っている。しかしながら自然風が風速・迎角ともに時間的・空間的に変動する量であること、¹⁾ 特に橋梁が空間的に細長い構造物であることを考えると、全橋にわたって負減衰効果が長時間続くことは考え難く、現行の基準をそのまま長大吊橋に対しても適用することは適当ではないように思われる。本研究では明石海峡大橋クラスの吊橋を想定した場合、風向の変動性が自励振動の一つであるねじれフラッターの発生にどのような影響を及ぼすかについてシミュレーションを行い、さらに現行の基準を長大吊橋にも適用する場合の問題点について考察を加えた。

2. 風向変動を考慮したねじれフラッターに関する運動方程式 吊橋のねじれフラッターの発生に関し以下の仮定を設ける²⁾。1) ねじれフラッターは第n次固有振動モードで発生し、連成振動ではない。2) ねじれフラッターを発生させる空気力は、振動の角速度に比例する線形自励空気力とする。また3次元的にはStrip理論に従うものとする。3) 風向は最も励振効果の大きいと考えられる橋軸直角方向とする。4) 比較的低風速で生ずるバフェッティング・限定振動の影響は考えない。5) 自然風の統計的性質は全長にわたり変化しない。6) 吊構造部の空力特性・幾何形状は、全長にわたり一定とする。

空気力は、2)の仮定から角速度と空力減衰率を用いて表すことができ、モード解析法により運動方程式は次式で与えられる。

$$\ddot{\theta} + \frac{\omega}{\pi} \int_0^L \delta(x, t) \phi_n^2(x) dx \cdot \theta + \omega n^2 \cdot \theta = \varepsilon(t) \dots (1)$$

ここに θ : 基準座標, ωn : 固有振動数, L : スパン, δ : 空力減衰率と構造減衰率の和, ϕ_n : 第n次固有振動モード ($= (2/L)^{1/2} \cdot \sin(n\pi x/L)$), ε : 定常振幅 0.1° を与える微小な擾乱である。

減衰率は、風洞実験の結果³⁾ などから、フラッター発生領域では風速 U と迎角 α の線形和として表されると仮定して、迎角 0° におけるフラッター発振風速 U_{cr} , 係数 a, b を用いて次式のようにおく。

$$\delta(x, t) = a [1 - U(x, t)/U_{cr}] - b \alpha(x, t) \dots (2)$$

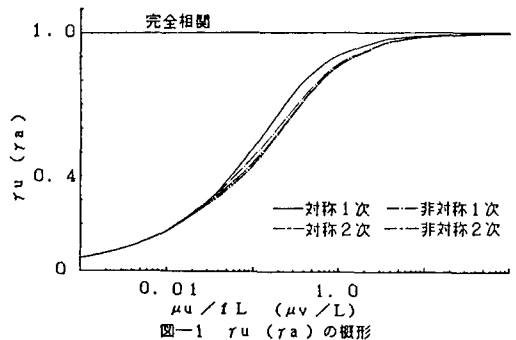
式(2)を式(1)に代入すれば、換算風速 ($= \int U \cdot \phi_n^2 dx$), 換算迎角 ($= \int \alpha \cdot \phi_n^2 dx$) が定義できる。

3. 換算風速・換算迎角の統計的性質

換算風速・換算迎角のパワースペクトル $S_U(f)$, $S_A(f)$ は、風速・迎角の空間相関関数を用いて計算した結果、風速・迎角のパワースペクトル $S_u(f)$, $S_a(f)$ に、モードによるファクター γ_u, γ_a がかった形で表される。²⁾

$$\begin{aligned} S_U(f) &= \gamma_u(\mu_u, L, f) \cdot S_u(f) \\ S_A(f) &= \gamma_a(\mu_v, L) \cdot S_a(f) \end{aligned} \dots (3)$$

f は周波数, μ_u, μ_v はそれぞれ風速の橋軸直



角方向の水平成分・鉛直成分の乱れのスケールである。Su(f)は日野のスペクトル、Sa(f)にはPanofsky-McCormickの式を用いた。⁴⁾ τ_u, τ_a は図-1に示すように同形となり、スパンが長くなるにつれ小さくなる量である。

4. 変動風向を受ける吊橋の応答 (1)式を解析的に解くことは困難であるので、風速・迎角をその統計的性質に従って再現し、線形加速度法を用いてねじれ振動の時刻歴応答を求めた。シミュレーションは継続時間を10分間として4回行った。図-2は(2)式の係数bの変化に対してスパン(固有振動数)別に最大応答振幅を示したものである。Ucr=80m/s, 平均風速66m/s, 標準偏差6.6m/s, 迎角の平均0°, 標準偏差を10°, μ_u を50m, μ_v を13mとし、第1次固有モードで振動するとした。

同じ減衰率の特性を持つ桁断面では、スパンが長い程、最大振幅が小さくなるのが分かる。図-2から片振幅で1°となる減衰率の式が求められる。その直線をU- α 図に示し、現行基準と比較したのが図-3である。片振幅1°となる時をフラッターの発生とみれば、現行基準では減衰率の直線は定められた範囲を横切ってはならない。しかし風向の時間的変動、さらにスパンの長さを考えると、桁断面としては不利であっても、発振しにくくなるのが分かる。スパン2000mクラスでは、桁断面の安定性照査は、迎角でたかだか $\pm 1^\circ$ の範囲で行えばよいと思われる。

5. 結論 1) スパンが長くなると、迎角・風速は空間的に平均化されるため、負減衰効果は小さくなり、ねじれフラッターは発生しにくくなる。2) また固有周期も長くなるため、フラッターの成長に十分な時間を要する。その間負減衰が続くことは極めて稀であり、成長が続く可能性も小さい。3) 以上から明石海峡大橋クラスの長大吊橋を考えると、現行の耐風設計基準はかなり安全側にあると思われる。

参考文献 1) 宮田利雄：橋桁の空力不安定振動に係わる風の傾斜角の設定に関する一考察、

日本風工学会誌, 1982

2) 小松定夫・小林紘士：変動迎角を有する自然風を受ける斜長橋の限定振動に関する3次元的解析、土木学会論文報告集, 1977

3) 例えば 因島大橋風洞試験報告書, 1980 など

4) 塩谷正雄：強風の性質

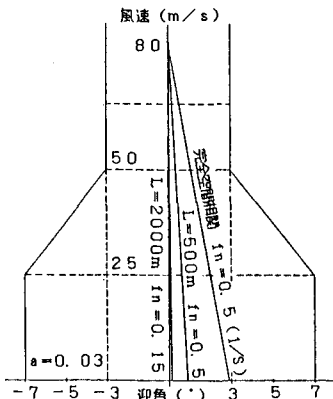


図-3-a 照査すべき領域の例

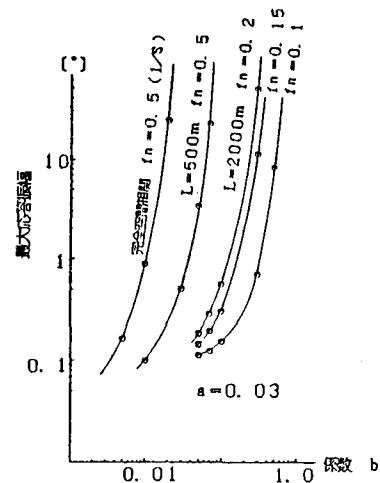


図-2-a 係数bの変化に対する最大応答振幅

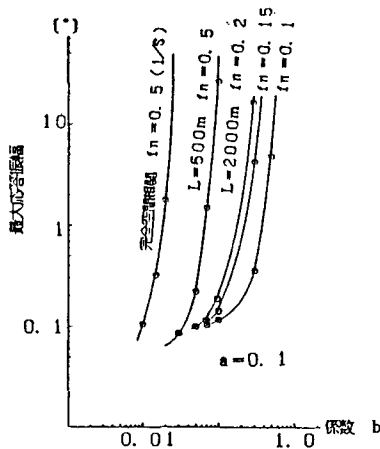


図-2-b 係数bの変化に対する最大応答振幅

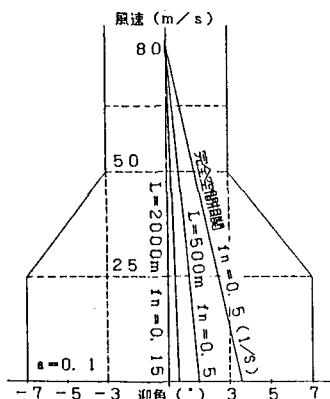


図-3-b 照査すべき領域の例