

# 長大吊橋の耐風設計法と安全性について\*

## DESIGN METHOD AND SAFETY OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE AGAINST WIND

小 松 定 夫\*\*

By Sadao Komatsu

### 1. 緒 言

長大吊橋の鋼構造部の部材断面を算定する場合、風力が支配的な影響を与えるので、耐風設計が長大吊橋の合理的、経済的設計に密接に関連するものとして重視されている。150 m 以下の中小スパン橋梁に対しては、一定の静的風荷重を構造物に最も不利な影響を与える位置に移動荷重として載荷するのが普通である。しかし架設地点における気象条件や対象としている構造物の構造特性を無視し、画一的な静的風荷重を仮定するこのような慣用設計法によっては長大吊橋の耐風設計についての所期の目的を十分に達成できないことは明らかである。

本文では、このような慣用設計法のわくから抜け出して、より合理的な耐風設計を推進するための一つの考え方について述べる。

一般に吊橋は非常にフレキシブルであるので、風に対してきわめて敏感な応答を示すものである。特に長大吊橋は、空力弾性的不安定現象を誘起し、瞬時のうちに破壊を招くといった事故がいく度か起こった。この現象に対しては、空力弾性学を基礎とした研究が続けられたことは周知のとおりである<sup>1),2)</sup>。

実際の自然風の風速は常に時間的にも空間的にも不規則な分布を呈し、これが吊橋に作用した場合には、たとえ空力弾性的に安定になるように設計されていても、いわゆる不規則強制振動を生ずると考えられる。このためどの程度の振幅の振動を生ずるかは、自然風の性状、吊橋の構造特性などによって左右され、一概にいえないけれど、このような不規則振動による動的応力は、平均風圧による静的応力に付加して、部材の破壊に関与することになる。したがってこのような動的応力や動的変形量を適切に評価することが重要であると考えられる。

Davenport<sup>3),4)</sup> は、時間的、空間的に不規則に変化する強風を受けた時の長大吊橋の強制振動について論じ、補剛桁の断面力やたわみの推定最大値を与える式を導いた。すなわち  $\bar{S}$  を平均風圧による静的量として、瞬間

最大値  $S_D$  は、

$$S_D = \bar{S} + g(U, T)\sigma_{st}(U) \dots\dots\dots(a)$$

ここに、 $\sigma_{st}(U)$  は変動量の標準偏差である。

しかし式 (a) に含まれるガストファクター  $g(U, T)$  の概念に疑問の点がある。暴風のような不規則変動風を、Davenport は完全な定常確率過程とみなし、ある仮定した継続時間  $T$  にわたり、平均風速  $U$  は一定だと仮定している。しかし台風通過時の観測データからも明らかなように、平均風速は刻々と変化している。上の仮定は、実状を無視したものである。そのうえ、ガストファクターの算定に際し、勝手に選んだ平均風速  $U$  のある一つの値と、暴風継続時間  $T$  の一つの値の組み合わせに対しガストファクターを求め、その  $g$  の値が唯一、絶対の確定値なるかのごとき印象を与えている。この  $g$  の算定値は、 $U$  と  $T$  の選び方で著しく相違している。 $U$  と  $T$  の仮定値の組み合わせは無数に存在していて、主観に左右される性質のものであるから、そのような仮定値によって算定された  $g$  の値は、決して客観的に考えて納得できる Measure とはなりえないと考える。そのうえ、 $g$  の式を誘導する途中で、確率論的にかなり粗雑な取扱いがなされている。このようにガストファクター  $g$  の概念および誘導過程に不合理性が認められる。

最近、A.M. Freudenthal、篠塚正宜<sup>5)</sup> は、地震による構造物の破壊の確率について論じている。この論文では Davenport の取扱いよりもはるかに確率論的に適確な論議が展開されている。地震動は周知のように、きわめて継続時間が短く、明らかに非定常確率過程である。だからある時刻における構造物の挙動は、それより以前の応答経歴に、確率論的に大きく影響される。それで地震時の応答に関する確率論的考察はきわめて困難な要素を包含している。それで文献 5) では、確率論的な意味の正確な統計値を求める代りに、その上界と下界を求めている。幸、地震動に対しては両者の差異が統計学的にはあまり大きくないので、この論文の成果は貴重なものであると考える。

さて、観測データからわかるように、暴風時の平均風速は、長時間にわたって徐々に変化している。この変化は、緩慢であって、地震動で問題にされている程度の

\* 本研究は「風による吊橋の振動」と題して、第 21 回土木学会年次学術講演会（昭和 41 年 5 月）において講演したものである。

\*\* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学教室

短い時間について調べると定常確率過程として取り扱ってよいであろう。しかし恒久的な意味では、Davenport が取扱ったような理想的な定常確率過程ではない。そういった理由で、暴風のような場合を、著者は特に準定常確率過程と名づけることにする。準定常確率過程においては、ある時刻における構造物の挙動が、すぐ直前の応答経歴にのみ影響を受け、1 サイクルより前の応答経歴には確率論的な意味の影響を受けない。すなわち互いに、統計的に独立なのである。このような特性のために、暴風に対する確率論的取扱いが明白となる。それで確率論的な意味で正確な統計量を与える一般式を誘導できた。

これによって、平均風速の時間的変化を考慮に入れて、ある台風通過時の部材の破壊の確率を明確に計算できる。

普通、地震動においては、静的部材力（たとえば死荷重応力） $\bar{S}$  は、ある一定の確定値としてあらかじめ与えられている。したがって変動部材力  $S(t, U)$  のみについて統計的考察を行えばよい。一方、暴風時の部材力には、平均風圧による静的部材力  $\bar{S}$  と、変動部材力  $S(t, U)$  が含まれる。

ところが平均風速そのものが気象学的な統計量であるため、 $\bar{S}(U)$  もまた、より長い時間領域にわたっての1種の統計量である。 $S(t, U)$  は各暴風時の間での比較的短い時間領域で問題にされる統計量である。このように時間領域の幅がオーダー的に相違する2つの統計量の和がどのように破壊の確率に影響するかという、一層困難な問題を適確に解明しなければならないわけである。

以上の問題の主要点を十分に考慮に入れた上で、本文では、架設地点と吊橋の構造内容が与えられた場合に、吊橋の部材応力（静的平均応力+動的変動応力）が、部材の公称破壊応力（引張材では公称降伏点、圧縮材では公称座屈応力）に到達する確率すなわち公称破壊を起こす確率を求めた。そして自然風によって公称破壊を起こす再現期間および吊橋に期待する耐用年数の期間中に公称破壊を起こさない確率すなわち公称破壊の非超過確率を求めた。

この公称破壊の再現期間と非超過確率とは自然風に対する吊橋の安全性を判定する一つの尺度であると考えることができる。したがってこれらの量を明らかにすることによって、風により不規則強制振動する吊橋に対し安全性を保持した合理的設計を実行できる。

このような考え方はつぎのような計算過程で具体化できる。

- (1) 任意の平均風速に対する静的平均部材力を計算する。
- (2) それぞれの平均風速で吹く自然風による動的変動部材力を計算する。
- (3) 長期的な観測データと局地的条件を考慮して、

架設地点の年最大平均風速が、それぞれの平均風速を越す確率密度関数を決めておく。

(4) 吊橋の設計データから各部材の公称破壊応力のうち、風力に抵抗しうる部材抵抗力を求める。

(5) 公称破壊の再現期間を求める。

(6) 最後に、期待される吊橋の耐用年数の間での公称破壊の非超過確率を求める。

1965年、イギリスのエジンバラ近郊のフォース入江に架設されたフォース道路橋について、風速および設計に関する基礎データをもとにして具体的な数値計算を行った。

そして

(1) Davenport の Gust Factor (ガストファクター)  $g$  を用いた場合

(2) 静的風荷重に対する慣用設計法を用いた場合と比較検討を行なった。

フォース道路橋の風に対する安全性について、後の2つの方法が漠然とした解答しか与え得ないのに対して、筆者の主張する2つの量を算出することによって、安全性について、より明確な判断の指標が得られることがわかった。

さらに、不規則振動論の立場から、動的変動量（動的たわみ、および動的部材力）が、(1) 構造減衰、(2) 地上粗度、によってどのような影響を受けるかについて調べるため、フォース道路橋をモデルにして数値計算を行なった。

## 2. 長大構造物の応答スペクトル

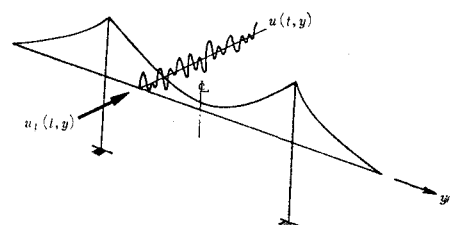
図-1に示すように線状に細長く拡がっている構造物（たとえば吊橋や鉄塔）に不規則な変動性の自然風が作用した場合、振動によるたわみ、断面力、応力なども時間的に不規則に変化する。

いま、自然風が風速  $u_t$  で吹いているとき、それは平均風速  $U$  と変動風速  $u(t, y)$  からなると考えられる。すなわち

$$u_t(t, y) = U + u(t, y) \dots \dots \dots (2.1)$$

ところが、位置  $y_0$  における瞬間的風速  $u(t, y) = \delta(t)\delta(y-y_0)$  による構造物に関するある量  $f$  の Impulse Response を  $h_f(t, y_0)$  とすると、一般の変動風速  $u(t, y)$  による変動量  $f(t)$  は次式で与えられる。

図-1 変動風速



$$f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^l h_f(t_1, y) u(t-t_1, y_1) dy_1 dt_1 \dots\dots\dots(2.2)$$

すると  $f(t)$  の自己相関関数  $\psi_f(\tau)$  は、

$$\psi_f(\tau) = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^l \int_0^l h_f(t_1, y_1) h_f(t_2, y_2) \cdot u(t-t_1, y_1) u(t+\tau-t_2, y_2) dy_1 dy_2 dt_1 dt_2 \dots\dots\dots(2.3)$$

そして、 $f(t)$  のパワー スペクトル  $\varphi_f(\omega)$  は、

$$\varphi_f(\omega) = H_f(\omega) \varphi_u(\omega) \dots\dots\dots(2.4)$$

ここに、 $\varphi_u(\omega)$  は変動風速のパワー スペクトルである。また、吊構造の任意の2つの横断面の  $y$  方向にとった水平距離  $\eta$  として

$$H_f(\omega) = \int_0^l \tilde{H}_f(\omega, \eta) \tilde{R}_u(\omega, \eta) d\eta \dots\dots\dots(2.5)$$

$$\tilde{H}_f(\omega, \eta) = 2 \int_0^{l-\eta} \Re\{H_f^*(\omega, y) H_f(\omega, y+\eta)\} dy \dots\dots\dots(2.6)$$

$H_f(\omega, y_0)$  は  $u(t, y) = e^{i\omega t} \delta(y-y_0)$  による量  $f$  の応答関数、 $\delta$  はデラックのデルタ関数である。また  $\Re\{A\}$  は数  $A$  の実数部を、 $A^*$  は  $A$  の共軛数を表わす。 $\tilde{R}_u(\omega, \eta)$  は空間相関係数である。

すると変動量  $f$  の標準偏差  $\sigma_f$  は、

$$\sigma_f = \left[ \int_0^{\infty} \varphi_f(\omega) d\omega \right]^{1/2} \dots\dots\dots(2.7)$$

Cramer<sup>6)</sup> は実測結果に基づき、 $\tilde{R}_u(\omega, \eta)$  として次式を与えている。

$$\tilde{R}_u(\omega, \eta) = e^{-\eta/L(\omega)} \dots\dots\dots(2.8)$$

ここに、 $L(\omega)$  は変動風の乱れのスケールを表わす。

一方、長大構造物は自然風の中で、自由度無限大の振動性状を呈するので、伝達関数  $H_f(\omega, \bar{y})$  を構造物の境界条件および連続条件を満足する直交関数系列  $f_r(\bar{y})$  をもって展開する。

$$H_f(\omega, \bar{y}) = \sum_{r=1}^{\infty} F_r(\omega) f_r(\bar{y}) \dots\dots\dots(2.9)$$

そうすると、

$$H_f(\omega) = \sum_{r=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} F_{rj}(\omega) \int_0^l f_{rj}(\eta) e^{-\eta/L(\omega)} d\eta \dots\dots\dots(2.10)$$

ここに、

$$F_{rj}(\omega) = 2 \Re\{F_r^*(\omega) F_j(\omega)\} \dots\dots\dots(2.11)$$

$$f_{rj}(\eta) = \int_0^{l-\eta} f_r(y) f_j(y+\eta) dy \dots\dots\dots(2.12)$$

特に吊橋のように、 $y$  方向に対称形状を持つ構造物の場合には、変動量  $f$  の応答スペクトル  $\varphi_f(\omega)$  は、

$$\varphi_f(\omega) = \varphi_{fs}(\omega) + \varphi_{fa}(\omega) \dots\dots\dots(2.13)$$

ここに、

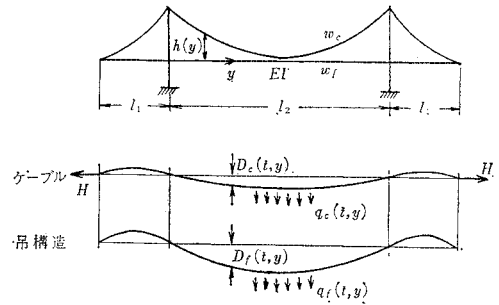
$\varphi_{fs}$  : 構造物の対称軸 ( $y=l/2$ ) に関して対称に分布する変動風  $u(t_1, y_1)/2 = u(t_1, l-y_1)/2$  による  $f$  の応答スペクトル

$\varphi_{fa}$  : 同じく逆対称分布する変動風  $u(t_1, y_1)/2 = -u(t_1, l-y_1)/2$  による  $f$  の応答スペクトル

### 3. 変動風による吊橋の水平振動

図-2 に示す吊橋の不規則変動風による水平振動について考える。

図-2 ケーブルと吊構造の変形



まず水平振動の基本方程式は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{w_f}{g} \frac{\partial^2 D_f}{\partial t^2} + \kappa_f \frac{\partial D_f}{\partial t} + EI \frac{\partial^4 D_f}{\partial y^4} \\ + \frac{w_f}{h(y)} (D_f - D_c) = q_f(t, y) \\ \frac{w_c}{g} \frac{\partial^2 D_c}{\partial t^2} + \kappa_c \frac{\partial D_c}{\partial t} - H \frac{\partial^2 D_c}{\partial y^2} \\ - \frac{w_f}{h(y)} (D_f - D_c) = q_c(t, y) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.1)$$

ここに、

$D_f, D_c$  : 吊構造およびケーブルの動的水平たわみ  
 $w_f, w_c$  : 吊構造およびケーブルの橋軸方向単位長あたり重量

$\kappa_f, \kappa_c$  : 吊構造およびケーブルの構造減衰係数

$q_f, q_c$  : 吊構造およびケーブルに作用する変動風圧

$EI$  : 吊構造の水平面内の曲げ剛さ

$H$  : ケーブルの水平張力

$g$  : 重力の加速度

$$h(y) = a - b \frac{y}{l} \left( 1 - \frac{y}{l} \right) : \text{吊材の長さ} \dots\dots\dots(3.2)$$

振動中の吊橋に作用する橋軸方向単位長あたり、風圧力  $p_t(t, y)$  は、

$$p_t(t, y) = \bar{P} + p(t, y) \dots\dots\dots(3.3)$$

このうち、 $\bar{P}$  は平均風圧力で

$$\bar{P} = \frac{1}{2} \rho C_w U^2 A \dots\dots\dots(3.4)$$

ここに、

$\rho$  : 空気密度

$C_w$  : 静的風圧係数

$A$  : 橋軸単位長あたり曝露面積

変動風圧力  $p(t, y)$  は、

$$p(t, y) = \rho C_{wd} U u(t, y) A \dots\dots\dots(3.5)$$

ここに、

$C_{wd}$  : 動的風圧係数

したがって単位調和変動風  $u(t, y) = e^{i\omega t} \delta(y - y_0)$  による変動風圧力は、

$$p(t, y) = \rho C_{wd} U A e^{i\omega t} \delta(y - y_0) \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

また、吊構造およびケーブルの境界条件、連続条件を満足する直交関数系をそれぞれ  $f_n(y)$ ,  $g_n(y)$  とすれば、たわみは次式で近似できる。

$$\left. \begin{aligned} D_f(t, y) &= \sum_{n=1}^N a_n(t) f_n(y) \\ D_c(t, y) &= \sum_{n=1}^N b_n(t) g_n(y) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.7)$$

式 (3.7) を用いて方程式 (3.1) に Galerkin 法を適用すれば、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\omega_f}{g} \frac{d^2 a_m}{dt^2} + \kappa_f \frac{d a_m}{dt} + \frac{\omega_f}{g} a_m \omega_f m^2 \\ + \omega_f \sum_{n=1}^N \left\{ \int_0^l \frac{f_n f_m}{h(y)} dy \cdot a_n - \int_0^l \frac{g_n f_m}{h(y)} dy \cdot b_n \right\} &= q_{fm} \\ \frac{\omega_c}{g} \frac{d^2 b_m}{dt^2} + \kappa_c \frac{d b_m}{dt} + \frac{\omega_c}{g} b_m \omega_c m^2 \\ - \omega_f \sum_{n=1}^N \left\{ \int_0^l \frac{f_n g_m}{h(y)} dy \cdot a_n - \int_0^l \frac{g_n g_m}{h(y)} dy \cdot b_n \right\} &= q_{cm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.8)$$

対称な調和変動風による  $q_{fm} \equiv q_{fsm}$  は、

$$\left. \begin{aligned} q_{fsm} &= \rho C_{wd} U A f_m(y_0) e^{i\omega t} \quad (m=1, 3, 5, \dots) \\ &= 0 \quad (m=2, 4, 6, \dots) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.9)$$

また展開係数  $a_n$ ,  $b_n$  は、

$$\left. \begin{aligned} a_n \equiv a_{n0} &= \frac{\rho C_{wd} U A}{\Delta(\omega)} \sum_{m=1}^N \Delta_{mn} \omega f_m(y_0) \\ b_n \equiv b_{n0} &= \frac{\rho C_{wd} U A}{\Delta(\omega)} \sum_{m=1}^N \Delta_{m, N+n}(\omega) f_m(y_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.10)$$

ここに、

$\Delta(\omega)$ :  $a_{n0}$ ,  $b_{n0}$  の係数による行列式  
 $\Delta_{mn}(\omega)$ :  $(-1)^{n+m} \Delta(\omega)$  の  $m$  行  $n$  列要素に対する余因子

たとえば、 $N=3$  とすると、 $\Delta(\omega)$  はつぎのようになる。

$$\Delta(\omega) = \begin{vmatrix} R_1 & gJ_{13} & -gK_{11} & -gK_{13} \\ gJ_{31} & R_3 & -gK_{31} & -gK_{33} \\ -gK_{11} & -gK_{31} & S_1 & gL_{13} \\ -gK_{13} & -gK_{33} & gL_{31} & S_3 \end{vmatrix} \frac{\omega_f}{g} \dots\dots\dots(3.11)$$

ここに、

$$J_{mn} = \int_0^l \frac{f_n f_m}{h(y)} dy \dots\dots\dots(3.12)_1$$

$$K_{mn} = \int_0^l \frac{g_n f_m}{h(y)} dy \dots\dots\dots(3.12)_2$$

$$L_{mn} = \int_0^l \frac{g_n g_m}{h(y)} dy \dots\dots\dots(3.12)_3$$

$$\left. \begin{aligned} R_n &= i \frac{\delta_{fn}}{\pi} \omega_f n \omega - \omega^2 + \omega_f n^2 + gJ_{nn} \\ S_n &= \left( i \frac{\delta_{cn}}{\pi} \omega_c n \omega - \omega^2 + \omega_c n^2 \right) \frac{\omega_c}{\omega_f} + gL_{nn} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.13)$$

$\delta_{fn}$ ,  $\delta_{cn}$ : 吊構造およびケーブルの対数減衰率  
 単純支持形式の場合

$$f_n = g_n = \sqrt{\frac{2}{l}} \sin \frac{n \pi y}{l}$$

および

$$\left. \begin{aligned} \omega_{fn} &= \frac{n^2 \pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{\omega_f}} g \\ \omega_{cn} &= \frac{n \pi}{l} \sqrt{\frac{H}{\omega_c}} g \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.14)$$

一方、 $F_{rj}$  はたわみに対して

$$\left. \begin{aligned} F_{Ds, rj} &= \beta_s(\omega) \sum_{n=1,3} \sum_{m=1,3} \Re \{ \Delta_{rn}(\omega) \Delta_{jm}(\omega) \} \\ &\quad \cdot f_n(\bar{y}) f_m(\bar{y}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.15)_1$$

曲げモーメントに対して

$$\left. \begin{aligned} F_{Ms, rj} &= \beta_s(\omega) \sum_{n=1,3} \sum_{m=1,3} \Re \{ \Delta_{rn}(\omega) \Delta_{jm}(\omega) \} \\ &\quad \cdot f_n''(\bar{y}) f_m''(\bar{y}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.15)_2$$

せん断力に対して

$$\left. \begin{aligned} F_{Qs, rj} &= \beta_s(\omega) \sum_{n=1,3} \sum_{m=1,3} \Re \{ \Delta_{rn}(\omega) \Delta_{jm}(\omega) \} \\ &\quad \cdot f_n'''(\bar{y}) f_m'''(\bar{y}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.15)_3$$

ここに、

$$\beta_s(\omega) = 2 \rho^2 C_{wd}^2 U^2 A^2 / |\Delta_s(\omega)|^2 \dots\dots\dots(3.16)$$

たわみに対して、

$$H_{Ds}(\omega) = \sum_{r=1,3} \sum_{j=1,3} F_{D, rj}(\omega) \alpha_{rj}(\omega) \dots\dots\dots(3.17)_1$$

曲げモーメントに対して、

$$\left. \begin{aligned} H_{Ms}(\omega) &= (EI)^2 \sum_{r=1,3} \sum_{j=1,3} F_{M, rj}(\omega) \alpha_{rj}(\omega) \\ &\quad \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.17)_2$$

せん断力に対して、

$$\left. \begin{aligned} H_{Qs}(\omega) &= (EI)^2 \sum_{r=1,3} \sum_{j=1,3} F_{Q, rj}(\omega) \alpha_{rj}(\omega) \\ &\quad \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.17)_3$$

ここに、単純支持形式の吊構造に対しては、

$$\alpha_{rr} = \frac{l}{\left[ \left( \frac{l}{L} \right)^2 + (r\pi)^2 \right]} \left\{ \frac{l}{L} + \frac{2(r\pi)^2}{\left( \frac{l}{L} \right)^2 + (r\pi)^2} (1 + e^{-l/L}) \right\} \dots\dots\dots(3.18)_1$$

$$\alpha_{13} = \alpha_{31} = \frac{6\pi^2 l (1 + e^{-l/L})}{\left[ \left( \frac{l}{L} \right)^2 + \pi^2 \right] \left[ \left( \frac{l}{L} \right)^2 + (3\pi)^2 \right]} \dots\dots\dots(3.18)_2$$

結局、対称変動風による応答スペクトル  $\varphi_{fs}(\omega)$  は、

$$\varphi_{fs}(\omega) = H_{fs}(\omega) \varphi_u(\omega) \quad (f=D, M, Q) \dots\dots\dots(3.19)$$

逆対称変動風による応答スペクトル  $\varphi_{fa}(\omega)$  も同様に求める。

最後に不規則変動風による水平振動時の変動部材力の標準偏差  $\sigma_s(t)$  はつぎの形で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s(t) &= C_M \sigma_M : \text{補剛トラスの弦材に対し} \\ \sigma_s(t) &= C_Q \sigma_Q : \text{横構および支承部に対し} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.20)$$

$C_M$ ,  $C_Q$  は吊構造の形状、寸法により決まる定数  
 一般に不規則変動風による変動部材力  $s(t, y)$  は、

はより不規則変化を行ない、標準偏差  $\sigma_s(t)$  で正規分布をなす。

いま 平均風圧による平均部材力を  $\bar{S}$  と記すと、不規則振動時の動的部材力  $S_t(t, y)$  はつぎようになる。

$$S_t(t, y) = \bar{S} + s(t, y) \dots\dots\dots(3.21)$$

#### 4. 暴風時の平均風速の変化

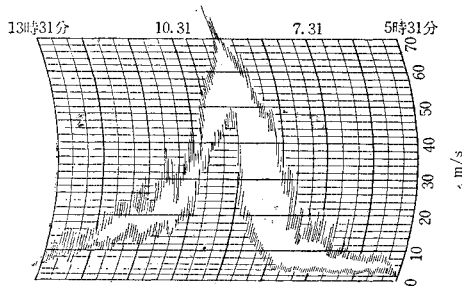
図-3 および 図-4 は昭和 40 年台風 23 号の際に、福良と舞子において日本鉄道建設公団と国鉄鉄道技術研究所が行なった風速観測の記録を示す。一般にある時刻  $\tau$  における平均風速  $U_\tau$  は、その暴風時の最大平均風速  $U$  と時間  $\tau$  に対応して変化する。これに関数的表現を与えれば、

$$U_\tau = F(U, \tau) \dots\dots\dots(4.1)$$

しかし平均風速  $U_\tau$  の時間的変化状態は各暴風によって多少相違しているが正確な定量的表現は今後の研究をまけて実現できるものとする。図-3 および 図-4 に示す記録は、構造物の破壊に影響をおよぼすであろうと思われる程度の強い暴風の場合の典型的な変化を示している。ここではこれらの記録を参考にして、平均風速  $U_\tau$  をつぎの式で与えることにする。

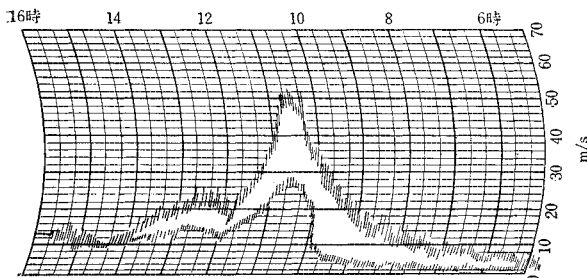
$$U_\tau = U e^{-\lambda \tau^2} \dots\dots\dots(4.2)$$

図-3 福良における台風 23 号の観測記録  
台風 23 号(福良) 40.9.10



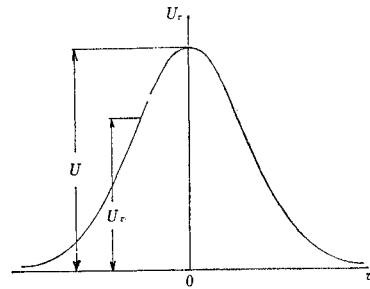
最大瞬間風速 9時31分 80m/s E

図-4 舞子における台風 23 号の観測記録  
台風 23 号(舞子) 40.9.10



最大瞬間風速 10時32分 52.5m/s E

図-5 平均風速の時間的変化



ここに、 $\lambda$  は平均風速低減指数ともいふべき数で、一般には最大平均風速  $U$  が大なるほど、大きくなる傾向がある。本文の数値計算では、 $U \geq 40$  m/sec の暴風に対して  $1.0 \times 10^{-7}$  として取り扱うことにする。実際には最大平均風速の前後で必ずしも対称形に変化しないが、前後における平均値より少し小さい値をとっておく。

#### 5. 1 回の台風通過による破壊の確率

まずある準定常確率過程において、不規則変動量  $x$  が時間  $-\infty < t \leq \tau$  の間に、ある確定値  $A$  を越す確率  $\bar{P}_x(\tau; A)$  は、

$$\bar{P}_x(\tau; A) = P\{\max x(t) \geq A\} \dots\dots\dots(5.1)$$

ここに、 $\max x(t)$  は  $-\infty < t \leq \tau$  の間の  $x$  の最大値を表わす。

同様に、時間  $-\infty < t \leq \tau + d\tau$  に  $x$  が  $A$  を越す確率  $\bar{P}_x(\tau + d\tau; A)$  は、 $\tau < t_1 \leq \tau + d\tau$  として、

$$\begin{aligned} \bar{P}_x(\tau + d\tau; A) &= \bar{P}_x(\tau; A) + P\{[\max x(t) < A] \cap \\ &[\max x(t_1) \geq A]\} \dots\dots\dots(a) \end{aligned}$$

ここに、 $P\{B \cap C\}$  は事象  $B$  と  $C$  の複事象が生起する確率、ところで、

$$\begin{aligned} P\{[\max x(t) < A] \cap [\max x(t_1) \geq A]\} &= P\{\max x(t) < A\} \cdot P\{\max x(t_1) \\ &\geq A\} \end{aligned}$$

ここに、 $P\{B|C\}$  は事象  $C$  が生起した後に、事象  $B$  が生起する条件付確率を表わす。上記の条件付確率は、準定常確率過程においては、過去の経歴には影響されないで、ただ  $x(\tau)$  の値のみに統計的影響を受けると考えられる。それで

$$\begin{aligned} P\{[\max x(t) < A] \cap [\max x(t_1) \geq A]\} &= P\{\max x(t) < A\} \cdot P\{\max x(t_1) \\ &\geq A | x(\tau) < A\} = P\{\max x(t) < A\} \\ &\cdot \frac{P\{[x(\tau) < A] \cap [\max x(t_1) \geq A]\}}{P\{x(\tau) < A\}} \end{aligned}$$

ところで右辺の複事象は  $x(t)$  とその時間的変化率  $\dot{x}(t)$  の joint probability density function  $p(x, \dot{x}; \tau)$  の積分値として与えられる。

$$P\{[x(\tau) < A] \cap [\max x(t_1) \geq A]\} \\ = \int_0^\infty d\dot{x} \int_{A-\dot{x}\tau}^A p(x, \dot{x}; \tau) dx \dots\dots\dots (b)$$

そして  $p(x, \dot{x}; \tau)$  は中央極限定理により正規分布と考へる。すなわち、

$$p(x, \dot{x}; \tau) = \left\{ \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_{\dot{x}}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x^2}{\sigma_x^2} + \frac{\dot{x}^2}{\sigma_{\dot{x}}^2}\right)\right] \right\}_{t=\tau} \dots\dots\dots (c)$$

式 (c) を式 (b) に用いて、全体を  $\nu_A(\tau) d\tau$  とかけば、

$$\nu_A(\tau) = \left\{ \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{x}}}{\sigma_x} \exp\left(-\frac{A^2}{2\sigma_x^2}\right) \right\}_{t=\tau} \dots\dots (5.2)$$

この  $\nu_A$  はある任意時刻、単位時間にレベル  $x=A$  を下から通過する確率である。

また

$$P\{x(\tau) < A\} = \Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}\right)_{t=\tau} = \Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}; \tau\right) \dots (d)$$

ここに、

$$\Phi(\zeta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\zeta} e^{-\xi^2/2} d\xi \dots\dots\dots (5.3)$$

で正規分布関数である。

また

$$P\{[\max x(t) < A]\} = 1 - P\{\max x(t) \geq A\} \\ = 1 - \bar{P}_x(\tau; A) = P_x(\tau; A) \dots\dots\dots (e)$$

であるから式 (5.2), (d), (e) を用いて式 (a) から、 $P_x(\tau; A)$  に関するつぎのような微分方程式をうる。

$$\frac{dP_x(\tau; A)}{d\tau} + P_x(\tau; A) \frac{\nu_A(\tau)}{\Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}; \tau\right)} = 0$$

$\tau = -\infty$  において  $P_x(-\infty; A) = 1$  なることを考慮すれば、この方程式の解は次式で与えられる。

$$P_x(\tau; A) = \exp\left[-\int_{-\infty}^{\tau} \frac{\nu_A(\tau)}{\Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}; \tau\right)} d\tau\right] \dots (5.4)$$

したがって最大平均風速  $U$  を持つ台風の通過に際し、 $x$  が  $A$  を越えない確率  $F_x(A|U)$  は

$$F_x(A|U) = P_x(\infty; A) = \exp\left[-\int_{-\infty}^{\infty} \frac{\nu_A(\tau)}{\Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}; \tau\right)} d\tau\right] \dots\dots\dots (5.5)$$

結局、 $x$  が  $A$  を越す確率  $\bar{F}_x(A|U)$  は、

$$\bar{F}_x(A|U) = 1 - P_x(\infty; A) \\ = 1 - \exp\left[-\int_{-\infty}^{\infty} \frac{\nu_A(\tau)}{\Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}; \tau\right)} d\tau\right] \dots\dots\dots (5.6)$$

準定常確率過程においては、時間  $\tau$  の経過とともに緩慢に変化する平均風速に対応して  $\nu_A(\tau)$ ,  $\Phi(A/\sigma_x; \tau)$  がやはり  $\tau$  の関数として変化していることに注目せねばならない。

理想的な定常確率過程であれば、 $\nu_A$ ,  $\Phi(A/\sigma_x)$  は時間  $\tau$  に無関係な定数となるので、 $0 < \tau \leq T$  の間の超過確

率は、

$$\bar{F}_x(0 < \tau \leq T; A|U) = 1 - e^{-\nu_A T / \Phi(A/\sigma_x)} \dots\dots\dots (5.7)$$

式 (5.7) は1種の Poisson 過程にほかならない。特に  $\nu_A T / \Phi$  が十分小さければ、

$$\bar{F}_x(0 < \tau \leq T; A|U) = \frac{\nu_A T}{\Phi\left(\frac{A}{\sigma_x}\right)} \dots\dots\dots (5.8)$$

これに対して、Davenport はきわめて直観的に、

$$\bar{F}_x(0 < \tau \leq T; A|U) = \nu_A T$$

と考へ、これを基礎にしてガストファクター  $g$  を誘導している。ガストファクターを本問題に適用することがあまり合理的でないことはすでに述べたが、その誘導の基礎がかなり直観的な因子に支配されている点に注意せねばならない。

式 (5.6) に含まれる  $\nu_A$  と  $\Phi$  の値は、時刻  $\tau$  における平均風速  $U_\tau$  の関数として変わる。 $U_\tau$  はまた、その台風の最大平均風速  $U$  により左右されるので、超過確率  $\bar{F}_x(A|U)$  は  $U$  の関数だと考へられる。

一方、その台風時の最大平均部材力  $\bar{S}$  は、最大平均風速  $U$  の平方に比例し、次式で与えられる。

$$\bar{S} = \kappa U^2 \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに、 $\kappa$  は吊橋の形状、寸法、吊橋全体の動力学的特性により部材別に与えられる定数である。

台風通過時のある時刻における平均風速  $U_\tau$  に対応して、やはり平均部材力  $\bar{s}$  は、

$$\bar{s} = \kappa U_\tau^2 \dots\dots\dots (5.10)$$

である。

したがって最大部材力  $\bar{S}$  を誘発するような台風の通過により、ある部材の応力  $s$  がその公称破壊応力  $S_B$  を越す確率は、

$$\bar{F}_{s(t)}(S_B - \bar{s}|\bar{S}) = \bar{F}_x(\infty; S_B - \bar{s}) \\ = 1 - \exp\left[-\int_{-\infty}^{\infty} \frac{\nu_{S_B - \bar{s}}(\tau)}{\Phi\left(\frac{S_B - \bar{s}}{\sigma_{s(t)}(\bar{s})}\right)} d\tau\right] \dots (5.11)$$

ここに、

$$\nu_{S_B - \bar{s}}(\tau) = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_f(\bar{s})}{\sigma_f(\bar{s})} \exp\left[-\frac{(S_B - \bar{s})^2}{2\sigma_{s(t)}^2(\bar{s})}\right] \dots\dots\dots (5.12)$$

さらに、

$$\sigma_f(\bar{s}) = \left\{ \int_0^\infty \varphi_f(\omega) d\omega \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (5.13)$$

$$\sigma_f(\bar{s}) = \left\{ \int_0^\infty \omega^2 \varphi_f(\omega) d\omega \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (5.14)$$

$$\Psi(S_B, \bar{S}) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\nu_{S_B - \bar{s}}(\tau)}{\Phi\left(\frac{S_B - \bar{s}}{\sigma_{s(t)}(\bar{s})}\right)} d\tau \dots\dots\dots (5.15)$$

とおけば、超過確率は、

$$\bar{F}_{St}(S_B|\bar{S}) = 1 - e^{-\Psi(S_B, \bar{S})} \dots\dots\dots (5.16)$$

で与えられる。

6. 公称破壊の再現期間と耐用年数に対する非超過確率

ある1年間における最大平均風速  $U$  そのものも長期にわたって変化する統計量である。その変化状態は、架設地点の地理的条件、気象条件などによって異なる。最大平均風速の分布については、Fischer-Tippet の理論が実状にあう。すなわち架橋地点における平均風速の年間最大値  $V_z$  がある値  $U$  を越さない確率は、

$$F_{V_z}(U) = e - e^{-A((z_G/z)^p U - B)} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに、

- $A, B$ : 架設地点によって決まる定数
- $z_G, z$ : それぞれ傾度風の下限高度および吊構造の高度(もし地上 10 m における観測データに対し  $A, B$  が与えられていれば、 $z_G$  のところに  $z_G=10$  を代入すればよい)
- $p$ : 地表の粗度により与えられる定数

すると平均風圧による静的部材力と変動部材力の合計が公称破壊応力  $S_B$  を越える確率  $P(S_B \leq S_t)$  は次式で与えられる。すなわち式 (5.16) を用いて、

$$P(S_B \leq S_t) = \int_0^{\infty} f_{\bar{s}}(\bar{s}) \bar{F}_{S_t}(S_B | \bar{s} = \bar{s}) d\bar{s} \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、

$$f_{\bar{s}}(\bar{s}) = \frac{1}{2} A \left( \frac{z_G}{z} \right)^p (\kappa \bar{s})^{-1/2} e^{-\gamma(\bar{s})} e^{-e^{-\gamma(\bar{s})}} \dots\dots\dots (6.3)$$

$$\gamma(\bar{s}) = A \left[ \left( \frac{z_G}{z} \right)^p \left( \frac{\bar{s}}{\kappa} \right)^{1/2} - B \right] \dots\dots\dots (6.4)$$

すると、ある部材が公称破壊を生ずる再現期間  $Y$  年は、

$$Y = \frac{1}{P(S_B \leq S_t)} \dots\dots\dots (6.5)$$

最後に吊橋に期待する耐用年数  $a$  年の間に、ある部材が公称破壊を起こさない確率すなわち公称破壊の非超過確率  $q$  は、

$$q = [1 - \bar{F}_{S_t}(S_B)]^a \dots\dots\dots (6.6)$$

7. 数値計算例

フォース道路橋を例にとって具体的な数値計算を行なう。設計データ<sup>7)</sup>からつぎの諸数値が与えられる。

吊材長さ:  $h(y) = 309 - 1200 \frac{y}{l} \left( 1 - \frac{y}{l} \right) ft \dots\dots (7.1)$

ケーブルの重量:  $w_c = 2.52 \times 10^3 \text{ lb/ft}$

吊構造の重量:  $w_f = 8.38 \times 10^3 \text{ lb/ft}$

支間長:  $1340 + 3300 + 1340 \text{ ft}$

ケーブルの水平張力:  $H = 4.934 \times 10^7 \text{ lb}$

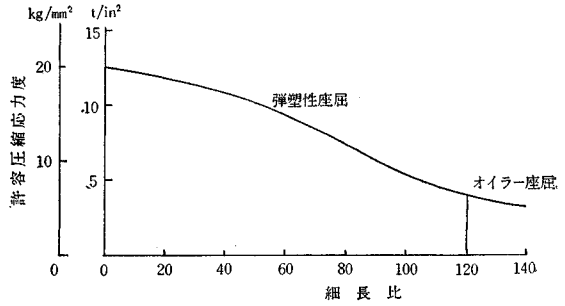
吊構造の鉛直軸まわり曲げ剛さ:  $EI = 1.842 \times 10^{13} \text{ lb-ft}^2$

$\rho C_D A = 0.0673 \text{ Slugs/ft}^2$ ,

桁高  $Z = 50 \text{ ft}$

弦材の材料: 高張力鋼 B.C. 968

図-6 高張力鋼 B.C. 968 の許容圧縮応力度



公称降伏点:  $\sigma_Y = 21 \text{ t/in}^2$  (33 kg/mm<sup>2</sup>)

許容引張応力度:  $\sigma_{ta} = 12.5 \text{ t/in}^2$  (19.7 kg/mm<sup>2</sup>)

安全率:  $\nu = 1.7$

許容圧縮応力度:  $\sigma_{ca}$  は 図-6 に示す。

British Standard Specification B.S. 153 では、圧縮材に対し一率に安全率  $\nu = 1.7$  を採用している<sup>12)</sup>。

表-1 に示すような荷重の組み合わせに対して部材応力を計算し、各部材ごとに最大値(下線を引いた値)を設計応力として上弦材の各部材寸法が算定されている。

実際の部材抵抗力は下欄に示してあるが、これらはすべて圧縮応力によって決まる。

なお、設計風速  $U = 110 \text{ mph}$  (42 m/sec) は架設位置において再現期間 3450 年の風速に相当する。

つぎに風荷重に対して持つ、上弦材の公称破壊応力  $S_B$  は、

$$S_B = \text{部材抵抗力} \times \frac{1.7}{1.25} - [(\text{死荷重} + \text{温度変化}) \text{ による応力}]$$

これより上弦材の公称破壊応力  $S_B$  は 表-2 のように与えられる。表-2 には各上弦材の  $\kappa$  値も併記してある

表-1 フォース道路橋の上弦材の設計応力と部材抵抗力 (単位: t)

断面位置	l/16	l/8	3l/16	l/4	5l/16	3l/8	l/2	許容応力度の割増
設計 $D+L(1)+B$	657	789	778	735	709	688	671	1.0
設計 $D+L(4)+B(4)+W(110\text{mph})+T(30^\circ\text{F})$	791	1120	1317	1407	1453	1416	1335	1.25
設計 $D+L(1)+B+W(75\text{mph})+T(30^\circ\text{F})$	882	1168	1259	1272	1257	1225	1169	1.25
部材抵抗力(圧縮)	1138	1290	1383	1474	1474	1474	1383	

D: 死荷重, L: 活荷重, B: 制動荷重, W: 風荷重, T: 温度変化

表-2 上弦材の公称破壊応力と  $\kappa$  値

断面位置	l/16	l/8	3l/16	l/4	5l/16	3l/8	l/4	単位
設計 $D+T(30^\circ\text{F})$	51	58	61	61	62	63	62	ton
公称破壊応力 $S_B$	1497	1697	1819	1944	1943	1942	1818	ton
部材耐力	1548	1755	1880	2005	2005	2005	1880	ton
$\kappa = \bar{s}/U^2$	29.4	52.4	65.5	74.75	78.0	74.5	62.7	slugs/ft

部材耐力 = 部材抵抗力  $\times \frac{1.7}{1.25}$

風に対する公称破壊応力  $S_B = \text{部材耐力} - (D+T)$

る。

数値計算に際して、つぎの諸点については実測データにもとづく適切な数値を必要とするが、本例ではつぎのように仮定した値を用いた。

(1) 動的風圧係数  $C_{wd}$

自然風の中で構造物が不規則振動する場合には、空気流と構造物との相対速度は非定常であるから、構造物には常に非定常な空気力が作用する。したがって変動風に関する風圧係数  $C_{wd}$  は静的風洞実験でえられる風圧係数  $C_w$  とは異なった値をとる。 $C_{wd}$  値を知ろうとすれば、振動中の模型に作用する非定常空気力を測定する必要がある。ここでは、一応、空気流の方向に垂直におかれた平板を風の方向に振動させたときの動的風圧係数  $\bar{C}_{wd}(k)$  と慣性力係数  $\bar{C}_m(k)$  を用い、比

$$\alpha = \frac{\sqrt{\bar{C}_{wd}^2(k) + \pi^4 k^2 \bar{C}_m^2(k) / 4} \cdot 2(rk - 1 + e^{-rk})}{\bar{C}_w(k) (rk)^2}$$

に実際の構造物断面について実測された静的風圧係数  $C_w$  を乗じ、 $C_{wd}$  と仮定した<sup>3)</sup>。すなわち

$$C_{wd} = \alpha C_w \dots\dots\dots(7.2)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} k &= \omega Z / 2\pi U \\ \bar{C}_{wd}(k) &= 3.3 + 1.064 \log_{10} k \quad 0.06 \leq k \\ &\quad \ast = 2.0 \quad k < 0.06 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7.3)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{C}_m(k) &= 1.0 \quad 0.6 \leq k \\ &= \frac{1.22}{1.44 + \log_{10} k} \quad 0.07 < k < 0.6 \\ &= \frac{0.301}{k} \quad k \leq 0.07 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7.4)$$

$$\bar{C}_w = 2.0 : \text{平板の静的風圧係数} \dots\dots\dots(7.5)$$

(2) 自然風のパワー スペクトル  $\varphi_u(\omega)$

自然風のパワー スペクトルについては、実際の架設地点における強風の観測データを基礎にして求めなければならない。一般的には、Davenport の式<sup>3)</sup>、日野氏の式<sup>9)</sup>などが知られている。ここでは Davenport の結果と比較する意味で前者を用いる。すなわち

$$\varphi_u(\omega) = 4K \frac{U_{10}^2}{\omega} \frac{\left(\frac{\phi\omega}{\pi U_{10}}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{\phi\omega}{\pi U_{10}}\right)^2\right]^{4/3}} \dots\dots\dots(7.6)$$

ここに、 $\phi$  は単位がメートル制の場合、1200、ft の場合 2000 とする。

$U_{10}$  は基準高度、 $K$  は地表の状況で決まる定数で文献 2) を参照されたい。

上記のデータを用いて、つぎのような計算結果をえた。

a) 上弦材の公称破壊の再現期間 乱れのスケール  $L = Z/rk$ , ( $r=7$ ),  $K=0.01$ ,  $p=0.2$  (文献 4) と同じ値) と仮定して公称破壊の再現期間を求めると、表-3 の最下欄のようになった。

表-3 上弦材の公称破壊の再現期間  $Y$  と耐用年数  $a$  に対する公称破壊の非超過確率  $q$

断面位置		l/16	l/8	3l/16	l/4	5l/16	3l/8	l/2
耐用年数 $a$	50	0.997	0.922	0.780	0.713	0.653	0.619	0.598
	100	0.994	0.849	0.608	0.508	0.427	0.383	0.357
	200	0.988	0.722	0.369	0.258	0.182	0.147	0.128
	500	0.970	0.442	0.083	0.034	0.014	0.008	0.006
再現期間 $Y$ 年		16446	613	201	148	118	105	98

表-4 Davenport による最大部材応力の期待値  $S_D$  と見掛けの安全率  $\mu_D$  ( $\mu_D = S_B/S_D$ )

断面位置	l/16	l/8	3l/16	l/4	5l/16	3l/8	l/2	単位
公称応力 $S_B$	3.34	3.79	4.06	4.34	4.34	4.34	4.06	10 <sup>6</sup> lb
最大部材応力期待値 $S_D$	1.515	2.74	3.67	4.17	4.48	4.59	4.225	10 <sup>6</sup> lb
見掛けの安全率 $\mu_D$	2.21	1.38	1.11	1.04	0.97	0.94	0.96	—

注:  $S_D$ ,  $\mu_D$  は再現期間 50 年の最大平均風速 ( $U=124$  fps) を持つ暴風による値を示す。

b) フォース道路橋の耐用年数  $a$  年の間に、上弦材の公称破壊の非超過確率  $q$  を表-3 の中央に示す。

一方、Davenport の変動部材力の瞬間最大期待値  $S_D$  を式 (a) により求めた計算値を表-4 に示す。この  $S_D$  値は架設位置における再現期間 50 年の最大平均風速期待値 124 fps (37 m/sec) に対する瞬間最大期待値である。この  $S_D$  値に対して安全率  $\mu_D$  が 1 より小さいということは、架設後 50 年以内に公称破壊を生ずることを意味している。このような長大橋については非常に耐久年数が短いことになる。これは、むしろ現実の設計に問題があるというよりも、Davenport のガストファクターの概念に問題を含んでいると考えられる。

一方、静的風荷重を用いた慣用設計法によれば、再現期間 3450 年の年最大平均風速 110 mph (48 m/sec) と死荷重、温度変化、活荷重、制動荷重などの組み合わせに対して安全率  $\nu=1.36$  ということになる。

Davenport の方法も慣用設計法とともに、風に対する安全度について非常に不明瞭な解答しか与えていないのに対し、著者の考え方によれば、より明確な結果をうる事がわかる。

c) 構造減衰の影響 フォース橋に例をとり、その構造減衰の大きさが変わった場合に、変動風による動的たわみ、動的曲げモーメントおよび動的せん断力の標準偏差がどのように変わるかについて計算してみた。

平均風速  $U=124$  fps (37 m/sec),  $K=0.01$ ,  $r=7$  と仮定し、構造減衰の対数減衰率を  $\delta_m=0.02$  と  $\delta_m=0.08$  の場合について計算した。図-7 からわかるように動的たわみにおよぼす構造減衰の影響はきわめて小さい。また動的断面力に対しても余り顕著でないことがわかる。

d) 地上粗度の影響 架橋地点が (i) 灌木などの開けた平地にあって、 $K=0.01$ ,  $p=0.2$  と仮定した場



図7 構造減衰の影響

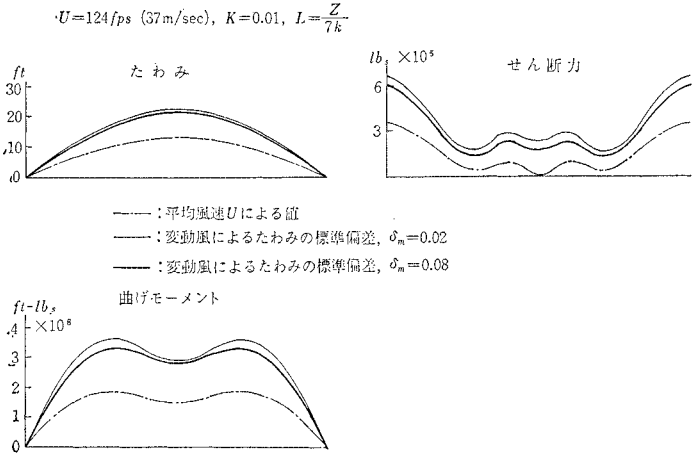
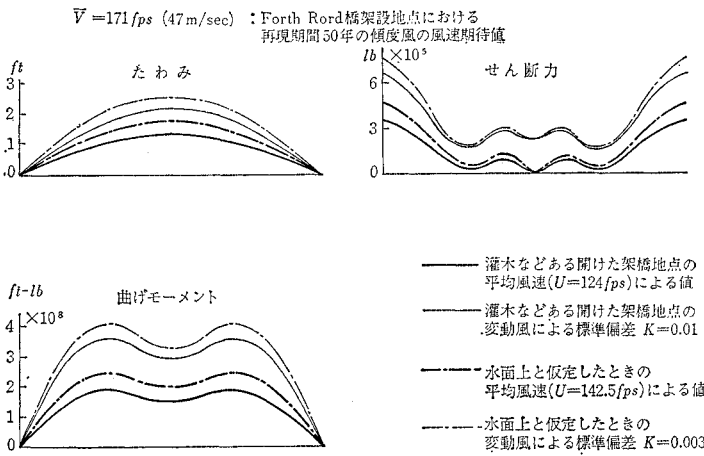


図-8 地表粗度の影響



合, (ii) 水面上にあって  $K=0.003$ ,  $p=0.125$  と仮定した場合, について計算した。両者とも  $z=200\text{ft}$ ,  $r=7$ ,  $\delta_m=0.02$  とし, フォース橋の架設地点における傾度風  $V_G$  として,

$$V_G(r) = 84 + 8.4 \log r \dots \dots \dots (\text{mph})$$

を採り, 再現期間  $r=50$  年とする。そして傾度風の下限高度  $z_G$  は (i) に対して  $z_G=1000\text{ft}$ , (ii) に対して  $z_G=850\text{ft}$  とした。その結果, たわみ, 曲げモーメントおよびせん断力の平均値ならびに変動値の標準偏差が図-8のようにえられた。平均値では, いずれも水面上での値の方が大きく, 変動値では, 両者にあまり差異が認められない。同一の再現期間を持つ傾度風の平均風速  $V_G$  に対しては, 地表粗度の小さい水面上の方が大きい合計値が現われる。

8. 結 言

現行の許容応力による設計法においては, 公称破壊応力度を適当な安全率で除した許容応力度を基準にしてい

るが, この公称破壊応力と安全率を規定する場合には, 材質に基因する誤差, 寸法, 製作, 施工上の誤差, 計算内容による誤差, 荷重の評価の誤差などを考慮する。そしてこれらの誤差のすべてを包含したものに対して, 強度上の余裕を持たせる意味で安全率が決められている。

風荷重に関しては本州四国連絡橋についての技術調査が推進されるにつれ, その重要性に鑑み, 積年の観測データが整備され, 一層定量的判断の基礎が明確になった。

そこで風荷重に関して, 他の誤差の諸原因から切り離して考察し, 風荷重そのものに対する構造物の安全度を判定する指標を独立にうるための方法を提案した。換言すれば, 自然風を受けて不規則振動する長大吊橋の耐風設計の合理化を推進するため, 平均風圧による静的平均応力と変動応力の和と部材の公称破壊応力とを対比させることによって, 終始自然風を受ける長大吊橋の安全度を確率論的明確さで示しうる方法について論じた。

ここでは著者の耐風設計に対する考え方を解說的に叙述し, かつ Davenportの結果と比較することを主な目的としたので, 変動部材力  $\sigma_{S(t)}$  としては, 水平振動による  $\sigma_{S(t),h}$  のみを考慮した。しかし実際には, 鉛直振動による  $\sigma_{S(t),v}$  お

よび, ねじり振動による  $\sigma_{S(t),t}$  をも含めて,

$$\sigma_{S(t)}^2 = \sigma_{S(t),h}^2 + \sigma_{S(t),v}^2 + \sigma_{S(t),t}^2$$

とした, 合変動部材力  $\sigma_{S(t)}$  を用いなければならない。

本理論の結果は, 吊橋のみならず, 風に対し敏感な一般の構造物にも適用ないし拡張できるものとする。

本耐風設計法の実用化に関しては, 今後の豊富な観測データと実測データの整備によって, つぎの諸量のより信頼性ある実的な数値が与えられることが切に望まれ, 関係方面のご尽力にまっところが大きい。

- (1) 自然風のパワー スペクトル
- (2) 自然風の乱れのスケールないしは空間相関係数
- (3) 調和振動をする吊橋断面の動的風圧係数, 動的揚力係数および動的トルク係数
- (4) 台風通過時の架設地点における平均風速の時間的变化状態
- (5) 架設地点における年最大平均風速と再現期間の関係などである。

なお著者は本州四国連絡橋技術調査委員会耐風設計小

委員会に属し、貴重な体験が与えられた。本文を草するに当り、同委員会の委員諸氏に深甚の謝意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋技術調査, 第1次報告書
  - 2) 同上, 付属資料, 耐風設計指針(1964)解説, いずれも昭和40年5月
  - 3) Davenport, A.G.: The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. Proc. ICE Vol. 19, 1961
  - 4) Davenport, A.G.: Buffetting of a Suspension Bridge by Storm Winds, Proc. ASCE Vol. 88, ST 3, 1962
  - 5) Freudenthal, A.M. and Shinozuka, M.: Probability of Structural Failure under Earthquake Acceleration. Trans. JSCE No. 118, 1965
  - 6) Cramer, H.E.: Use of Power Spectra and Scales of Turbulence in Estimating Wind Loads. Meteorological Monographs Vol. 4, 1960
  - 7) Anderson, J.K., Henderson, W., McNiel, J.S., Roberts, S.G., and Smith, H.S.: Forth Road Bridge. Proc. ICE Vol. 32, 1965
  - 8) 日野幹雄: 瞬間最大値と評価時間の関係一特に突風率について一, 土木学会論文集第117号, 昭和40年
  - 9) 伯野元彦: 不規則振動論入門, 土木構造物の振動と安全性, 土木学会関西支部, 中部支部, 昭和41年
  - 10) Taylor, G.I.: Statical Theory of Turbulence. Proc. Roy. Soc. London, A Vol. 151, 1935
  - 11) 小松定夫: 風による構造物の振動現象, 土木構造物の振動と安全性, 土木学会関西支部, 中部支部, 昭和41年
  - 12) British Standard Specification: Steel Girder Bridges Part 4, B.S. 153 1958 (1966.7.21・受付)
-