

風による構造物の不安定振動について

藤井 邦雄
山原 浩
大築 志夫

§ 1. まえがき

1920年代から30年代にかけ、飛行機が急速に増大した頃、空中分解事故があちこちで頻発した。そしてこれらが翼の振れ振動によるものであって、しかもこれが不安定振動の性質をもつことがたしかめられ、空力弾性に関する学問が急速に発達した。しかしこの様な問題は全く航空界だけの問題であって、土建界には関係のないものであると信じられていた。

ところが、1940年11月7日に起きた米国西北部タコマ橋の悲劇¹⁾は、上記の問題が土建界にも重要な関係があることを示した一大警報であった。当日朝7時頃から海峡には強風が吹きはじめ、17m/s程度に達していた。スパン850m、ロープ間隔12mの吊り橋は、その頃から上下に毎分36サイクル程度の速さでゆれはじめ、次第に振幅が増す傾向があったが、その状態が3時間程続いた後に、突如スパン中央にノードをもつ様な振れ振動があらわれ、毎分12~14サイクルで振幅は急激に増大し、遂に1時間余で破壊した。本事故は丁度運よく構造知識の豊かな人が始めから終りまで観察していたために、その性状もよくたしかめられ、紛うかたなき空力的現象であることがたしかめられた。そして、この事故の原因やその過程がはっきりすると、これに先立つこと数十年自至百年、これと同様な事故が、米国で1件、英国で1件あったことが過去の記録から判明した。

本事故以来橋梁工学方面においては風に対する安定性は重要な設計条件として採り入れられるに至った。しかし建築関係においては未だほとんど問題にされたことはない。

§ 2. プロペラと建築物の相似性

建築物はいわば地上から突出した片持ばりである。そしてその片持ばりは、地上付近では比較的小さく、高所

では比較的大きい速度の風にさらされる。すなわち、建築物はこれを風速勾配のある気流にさらされる片持ばりと見なすことができよう。

過去に扱われた空力弾性問題の中から、これに似たものを探すと、飛行機のプロペラがある。プロペラもまた風速勾配のある気流にさらされる片持ばりである。図-1はプロペラと高さ100m前後の建物の風速勾配を比較したものである。

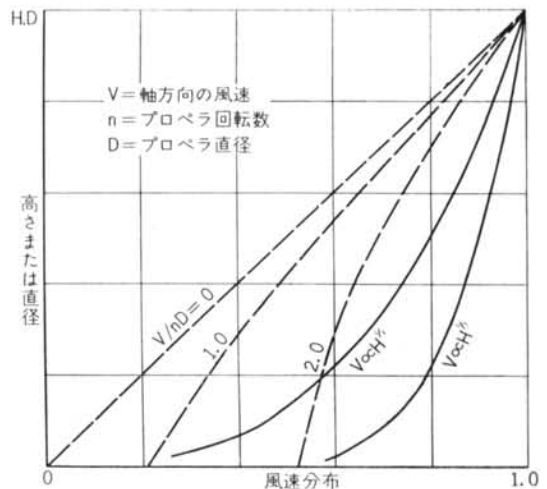


図-1 風速分布

プロペラと建築物との大きな差異は、前者がいわゆる翼型断面を持つに引き換え、建築物の平面形は角ばった長方形である点であろう。したがって正常の場合、翼型断面のまわりの空気の流れはポテンシャル流に近い状態に保たれるに反し、建築物のまわりの空気の流れは、その平面形の隅角部で剝離する剝離流となる。しかし、翼形の場合でも、それに当たる気流の方向(迎角)によっては同様にその前縁、後縁の曲率の大きい所で流れが剝離した剝離流(失速)となることがある。この場合には断面の形はあまり関係がなくなるから、気流の面からみると大きな差異とはならない。

図-2は、この様な状況におけるプロペラの失速フラッターの実験例²⁾であって、横軸には半径Rの80%の所の断面の迎角をとり、縦軸には $2U/C\omega\phi$ がとってある。Uはフラッターを起こしはじめた時の一般流の速度、Cは0.8Rの翼弦長、 $\omega\phi$ はプロペラの最低振り円振動数である。この場合の不安定振動はほとんど振りのみの振動に近いといわれている。

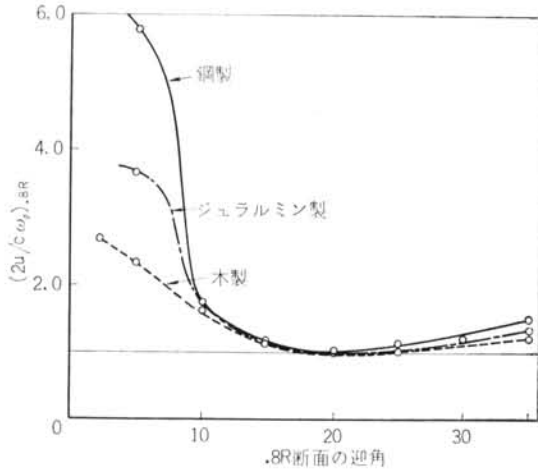


図-2 プロペラの失速フラッターの実験例

図にみるように失速フラッターの開始速度は低く、
 $2U/C\omega\phi=1$ (1)
 の程度である。

前記タコマ橋に上式を適用すると、吊綱外側に各歩廊2mずつあるものとして $C=16m$ 、 $\omega\phi=2\pi(12/60)=1.26$
 $\therefore U=8 \times 1.26 \approx 10m/s$ 。

事故は $U=17m/s$ 程度であるから、計算値は60%程度となっていることがわかる。

長方形断面の長辺30m、ねじれ振動周期3秒程度の建築物を想定すると、

$$U=15 \times (2\pi/3) = 31m/s$$

計算値が実際の60%であるとしても $U_c \approx 50m/s$ にすぎず、少し高い建築物ならば決して安心のできない風速である。

§ 3. フラッター問題の考え方

物体が空気中で1自由度の振動している場合、その運動方程式は次の様にかかる。

$$\ddot{\phi} + 2h\nu\dot{\phi} + \nu^2\phi = \frac{-1}{I}A(\phi, \dot{\phi}) \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに $A(\phi)$ は、物体が ϕ の位置にある時にこれには

たらく空気力のモーメントで、 h は減衰常数である。この空気力が振動の1サイクル中に物体に対してなす仕事

$$\int_0^T A(\phi, \dot{\phi}) \cdot \dot{\phi} dt = L \quad \dots\dots\dots(3)$$

が負の値をもち、しかもその絶対値が減衰項より大きくなると、見かけの減衰は負となり、振動は発散する。したがって、振動が不安定になるかならないかには構造物の減衰特性が重大な関係をもつ。前記プロペラ実験ではその減衰は純粋な材料減衰しか入っていないから、その大きさは0.005以下であろう。純鉄骨建築の場合は h の値は0.01~0.02と推定される。

また不安定振動の原因となる力は空気力であるから、構造体の重量もまた関係する。同一の h 、 ν であっても重いものは不安定現象に入りにくいと言える。高層建築において、その軽量化を図ることは逆に本問題に対しては危険側に近づくことになる。C. Scruton等³⁾が正方形柱について行った実験では、 $h=0.02$ の場合 $0.3t/m^3$ 以下、 $h=0.01$ の場合 $0.6t/m^3$ 以下は不安定の危険があり
 $2U/C\omega\phi \approx 2$ (4)

の程度とされている。

建築物の場合には、その周辺の流れは失速流(剝離流)であるから、通常空気力学的方法でそのまわりの流れや物体にはたらく力を推算することは困難である。したがってこれらは実験的に定めなければならない。笠口等は橋梁の場合について、一様流中で模型を振動させて模型にかかる力やモーメント、位相差などを巧妙な方法で測定し、これによる危険速度の計算値と、実際に風洞中で不安定振動を起こさせた結果を比較しているが、これらの模型の h は、曲げの方向で0.02、振り方向で0.04の程度であって、 $2U/C\omega\phi=2\sim 3$ を与えている。また失速フラッターはこの場合もほとんど振れ振動のみがみられたが、振れのみ1自由度の場合よりは曲げの自由度を増した2自由度の時の方が危険速度が低くなることがうかがわれる。前述のように、翼型断面をもつもの、板のように扁平に近いもの(橋梁等)や正方形断面をもつものが、ある一定の風速で不安定振動を起こすことは既往の文献からあきらかであるが、果して実際の建築物等に考えられる様な平面形をもつ物にも生起するかどうか、また生起するとすればどの様な条件で生起するか、などをたしかめるために、極めて初歩的な実験を行ってみた。

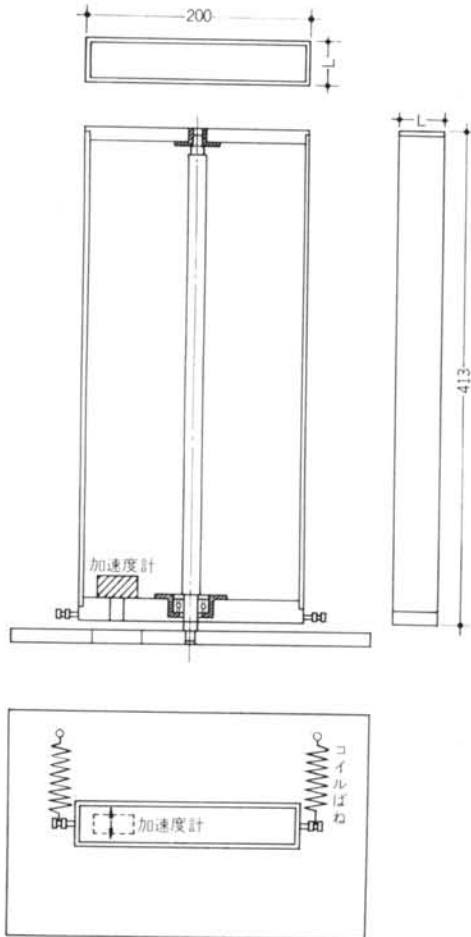
§ 4. フラッター試験

この実験の目的は實在建築物にある様な外形を有する

ものにも条件さえ揃えば振り振動の優先する失速フラッターが起りうるかどうかをみることにあった。

4.1 試験体および実験装置

模型は図-3に示す様な寸法のもので、中心に16mmの丸棒を設け、これを軸とした回転運動のみができるようにし、振り剛性は試験体の下部にコイルばねを取付けて、このばねを交換することにより変化させる様にした。



試験体(1/4)

	A	B
L(mm)	100	50
重さ(kg)	1.45	1.00
$I(\text{kg}\cdot\text{cm}\cdot\text{s}^2)$	0.083	0.050

図-3

試験体は2種類を製作し、1つはその平面形の縦横比を2:1、他はこれを4:1とした。

試験体には加速度ピックアップをとりつけ、ペン書きオシログラフに記録させる様にした。

実験には東京大学の鷺津久一郎教授の御好意により、自由飛行風洞を使用させていただいた。

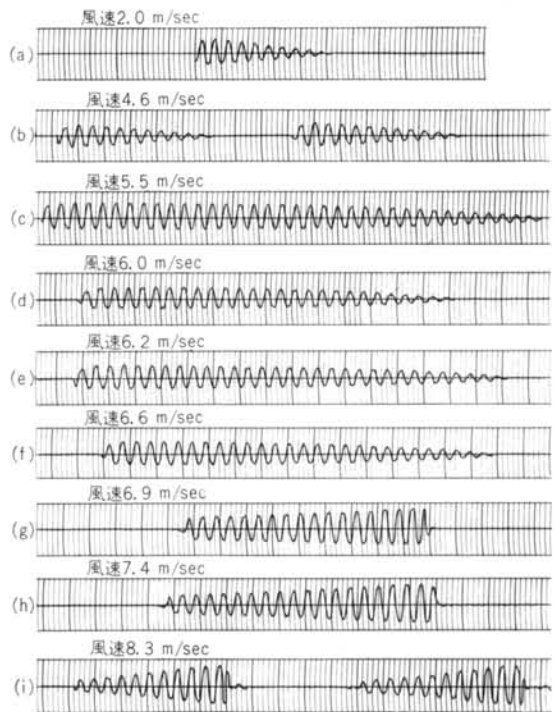
4.2 実験方法

実験は各試験体について2種類行った。第1はばねを一定にして、迎角を変化させ、各迎角において順次風速を増しつつ指先で模型に初期変位をあたえ、その後の運動をペン書きオシロに記録させ、収斂か発散かを観察した。

この結果、ほぼ迎角 0° (平面形の長軸が風軸と一致)の付近で最も不安定振動が起り易いことがわかったので、第2の実験では迎角 $\alpha=0$ にしてばね常数をかえ、剛性変化がどの様に危険速度に影響するかを調べた。

4.3 実験結果とその整理

図-4に実験記録の一例を示す。(a)~(f)は安定な領域で、(g)~(i)は不安定領域である。



ねじれ固有振動数 4.8 C.P.S

迎角 $\alpha=5^\circ$

送り速度 25mm/s

図-4 振動測定記録(試験体B)

実験風速の大小にかかわらず、常に固有振動周期で振動する様うかがわれる。

この記録から減衰比 v を読みとり、

$$h = \frac{\log v}{\sqrt{\pi^2 + (\log v)^2}} \dots\dots\dots (5)$$

よってみかけの減衰常数の形になおして示したものが図-5~7である。

図-5 は迎角 α を変化させて、各 α に対する見かけの減衰常数を U に対して描いたものである。 $\alpha > 13^\circ$ 程度になると一時相当発散しそうな様相を示すが結局は収斂し、不安定にはならない。また $\alpha = 0^\circ$ の付近が U_c は最小になる。

図-6および7は、試験体AおよびBについて、ばね常数をかえて実験を行ったものである。これらの図から、各曲線が $h=0$ の線を過ぎる時の U の値を U_c とし、 $f_p \sim U_c$ の関係を示したものが図-8である。

実験結果はこの程度の範囲で $U_c/f_p = \text{const}$ の線にのる。

(1)式に従って、これから $\omega_p = 2\pi f_p$ 、 $C = 0.1 \text{ m}$ の数値を用いると、

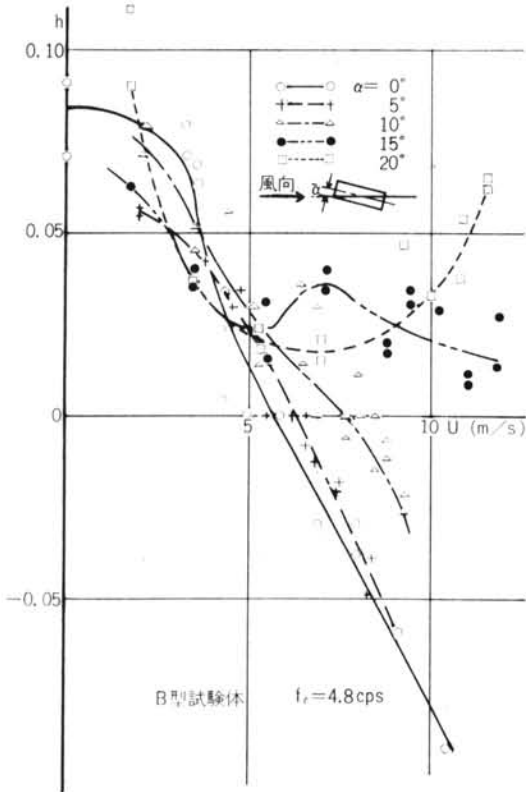


図-5

試験体Aに対して $2U/C\omega_p = 2.07$

// Bに対して $2U/C\omega_p = 1.83$

がえられ、前記 Scruton 等³⁾の得た数値に近い。

また、図-5,6および7から、B試験体の構造減衰常数は 0.08~0.05、A試験体では 0.035 の付近と推定される。静止空気中における空気力による減衰は、上記の値に比して2桁以上小さいので、 $U=0$ の値からこれを推定してよさそうである。

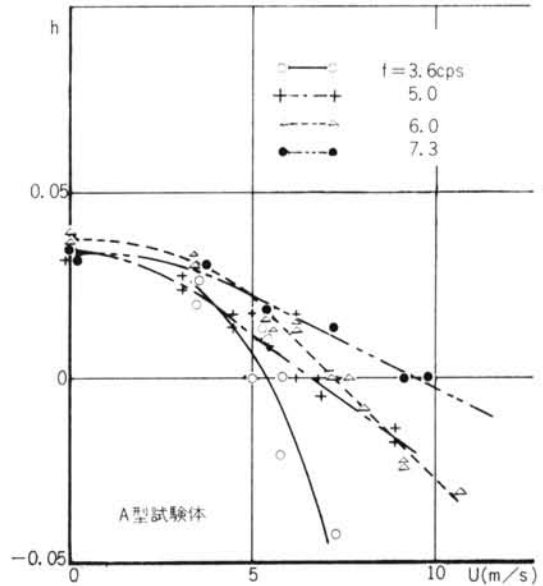


図-6

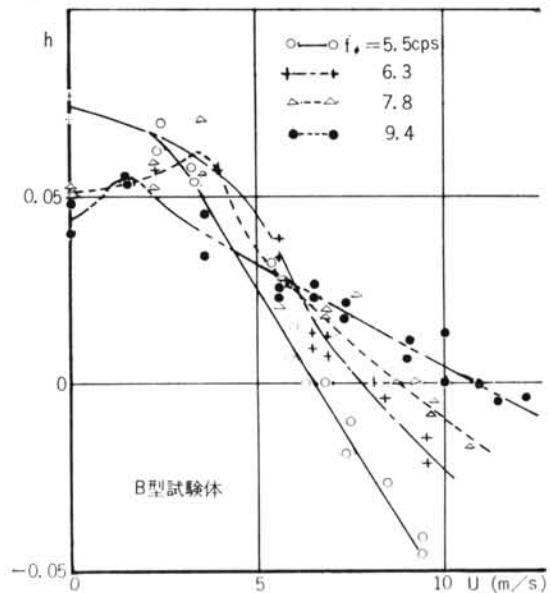


図-7

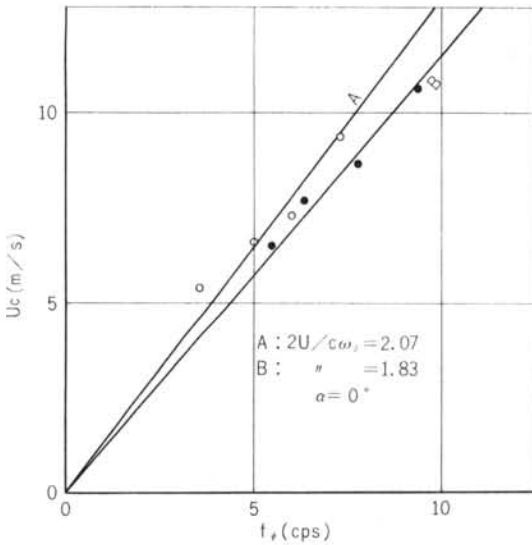


図-8

問題は(5)式に用いた v の値の定め方であって、図-4からみられるように、その減衰は一樣ではなく初期は比較的小さく、振幅が減少してくると減衰が大きくなる傾向がある。ここでは v の値として初期の数振幅から求めたものを使ったことを断っておく。

§ 5. 実験に関する感想

今回の実験は前にも述べた通り、実在建築物にみられる様な形状のものでも、条件が揃えば Flutter 現象に入りうるか否かをたしかめるといった極めて初歩的な実験であって、試験体製作時にはその減衰常数までは注意が届かなかった。そのために、結果的に見て減衰常数はやや過大であり、試験体間にも差異がありすぎて色々な意味での形状の比較はこの結果からだけでは不能である。

ただ、このような初歩的な実験結果からだけでも言えることは、

- (1) 建築物の様な形状のものでも、条件が揃えば風による不安定現象は生じうる。
- (2) 形状により $2U_c / c \omega_\phi$ の値はほぼ一定であり、過去の実験や経験ともかなり一致した数値をとりそうである。

なお、本実験中、同一模型、同一風速、同一ばね常数のものでも、初期変位のあたえ方で、ある時は収斂し、ある時は発散する。という現象がしばしばみられた。特に $U = U_c$ の近くでは、はじめに中正位置から 2, 3mm 動かした場合は収斂したものが、少し大きく動かすと急

激に発散する現象がみられ、本報告では、このような場合はすべて発散の部に入れて考えてある。

今後は更に減衰常数の小さい試験体を用いて、人為的にこれを調整するものとし、上記の初期変位値、形状の影響、自由度の影響等をフラッター実験を通じて定性的傾向を把握し、更にそれに基づいて笠口等の行ったような定量的な計測を行う必要があると考える。

§ 6. ま と め

航空機の設計者は、危険速度 U_c を、その航空機自身の性能から決まる実用最大速度の充分外におく様にしている。橋梁の設計者は、 U_c を暴風時の最大風速より充分外におこうとし、暴風時の最大風速をどの程度に考えるべきかに苦慮している。建築の場合も橋梁の場合と同様といえるが、航空機の場合はその速度は操縦者が管理しうるが、橋の場合は風速に関する限り管理不能である。しかしそれでも暴風中の通行管理は可能である。さて建築物はその様な時こそ最後の憩い場所でなければならないから、設計条件としては最酷の条件を満たさなければならないであろう。

風速としては、高さ方向の風速分布と強風時にどの程度の時間の平均風速を考えるべきかが重大な問題となるう。

図-9 は1960年6月4日香港を襲った MARY 颱風の持続時間とその時間内の平均風速の関係を示したものの⁵⁾から、筆者らが書きなおしたものである。これからみると、2分間平均値はすでにほとんど通常平均風速とよばれる10分間平均に近く、30秒平均は平均風速の1.3倍、瞬間最大は1.66倍になっている。

Flutter 問題を論ずる場合には、建築物の1次振り振動周期の3倍程度の時間の平均風速を考え、瞬間最大風速などは初期擾乱の原因程度に考えてよいのではないかと考える。

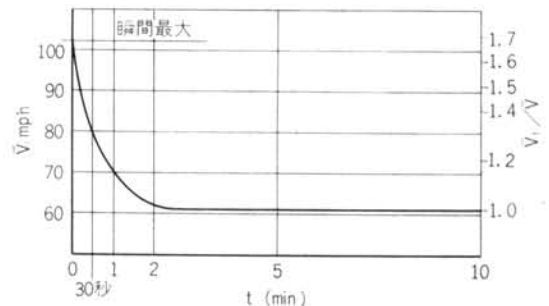


図-9

また、この問題には建築畑で在来あまり問題にされていなかった振れ剛性が非常に重要である。柱の数がかなり多くて、しかも剛性が一様に分布している場合でも、

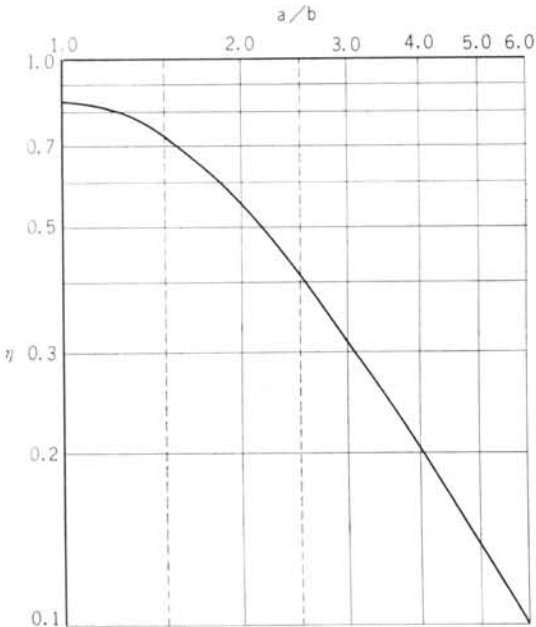


図-10

そのせん断剛性から振り剛性を計算する場合には平面形の影響をうけると考えられる。図-10は一樣な連続体についての形状係数⁶⁾で、平面形の長辺を a 、短辺を b 、高さを h とする時、

$$\text{せん断剛性 } K_H = GA/h, \quad A = ab$$

$$\text{振り剛性 } K_\phi = \eta \cdot K_H \cdot i^2, \quad i^2 = (a^2 + b^2)/12$$

とあらわした時の η と a/b の関係である。コアシステムのように、内部に剛性を集中したものでは更に振り剛性は低くなる。

また、純鉄骨の構造物の減衰常数が小さいことも考慮に入れる必要もあるし、また建築物の重量も無関係ではないと信ぜられるから、この方面も更に研究する要がある。

§7. 謝 辞

本実験を行うに当っては、終始東京大学工学部航空学教室の鷺津久一郎教授の御指導をいただいた。また実験の実施、その整理に当っては、同教室の古川助手、当研究所の広瀬道孝、渡辺弘之、清水勇君などの御援助をいただいた。ここに心からの謝辞を呈する。

<参考文献>

- 1) D.B. Steinmann & S.R. Watson: *Bridge and their Builders*: 1941, Dover Publications mc., N.Y.
- 2) 鷺津久一郎: 空力弾性学: 応用力学講座 第7-C巻, p. 60.
- 3) C. Scruton and A.R. Flint: *Wind Excited Oscillations of Structures*: Proceedings, Institute of Civil Engineers, April, 1964, Paper No. 6758.
- 4) 室口展宏, 坂田弘: 吊り橋の耐風安定性に関する基礎実験: 日本航空学会誌 昭和40年2月, Vol. 13, No. 133.
- 5) G.J. Bell: *Surface Winds in Hong Kong Typhoons*: Abstract in Discussion by S.E. Faber at Symposium on the Design of Tall Buildings, p. 305.
- 6) 機械工学便覧: 昭和26年版 第146図, p. 4-98 から換算.