

# 吊橋の耐風設計について

文献調査委員会

## 1. はじめに

構造物の設計において風荷重の果す役割が大きいことは長大橋のみならず超高層建築・煙突・鉄塔などに共通であるが、橋梁の中でも特に可撓性の大きい長径間吊橋における耐風設計の重要性については、台風常襲国である日本においてこれを強調し過ぎるということはないであろう。この意味で、土木学会の本州四国連絡橋技術調査委員会に耐風設計小委員会が設けられ、土木・建築・気象・統計・航空など各分野における専門家が集まって内外の研究業績を参照しつつ吊橋の耐風設計方針について検討を重ねた結果、1967年7月、一応の成果がとりまとめられたのである<sup>1)</sup>。この問題に対する研究は近年著しい進展を遂げてはいるが、問題点もまだ数多く残されているのが現状である。以下に、現在までに明らかにされている吊橋の風に対する挙動、従来の研究史とその問題点、耐風設計方法などにつき簡単に述べる。なお、本文は資料、解説等の多くを、平井 敦博士を委員長とする前記委員会の業績に負っていることをお断りしておきたい。

## 2. Tacoma 落橋と吊橋の風害

1940年11月7日、Tacoma Narrows 橋が崩壊した。当時世界第3位の長径間(853 m)を誇ったこの吊橋は、巨匠 Moisseiff, L.S. の設計になり、示方書の規定からは何等の欠点もなく静力学的には 53 m/sec の風に対して安全なはずであったにもかかわらず、すでに架設途中から風による縦横の振動に悩まされ、さまざまな動揺抑制の手段も空しく、開橋後4ヵ月にしてわずか 19 m/sec の風によって墜落してしまったのである(写真-1)。

風による橋梁の事故といえば、1878年の Tay 橋(Scotland)の墜落事故があまりにも有名であり<sup>2)</sup>、この事故後、橋梁設計における風圧力の重大性が認識されるようになったのであるが、Tacoma 落橋は従来ほとんど考慮されていなかった風の動的作用への注意を喚起した貴重な経験であって、やがてこの問題は長径間吊橋架設上の最重要課題の一つとなる。元来可撓性の大きい構

写真-1 Tacoma Narrows 橋の崩壊

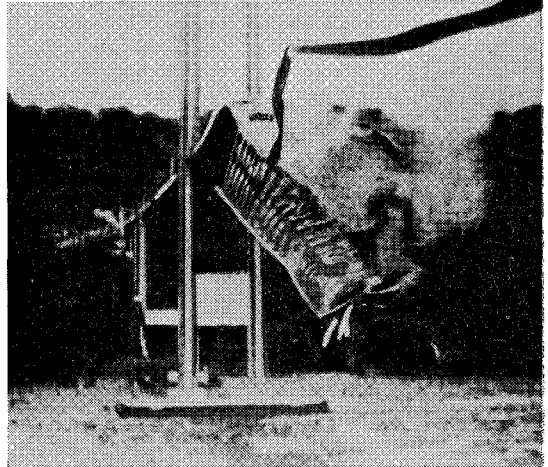


表-1 風によって重大な被害を受けた吊橋

橋名	架橋地	支間 (ft)	被害年
Dryburgh Abbey	イギリス	260	1818
Union	イギリス	449	1821
Nassau	ドイツ	245	1834
Brighton Chain Pier	イギリス	255	1836
Montrose	イギリス	432	1838
Menai Straits	イギリス	580	1839
Roche-Bernard	フランス	641	1852
Wheeling	アメリカ	1 010	1854
Niagara-Lewiston	アメリカ	1 040	1864
Niagara-Clifton	アメリカ	1 260	1889
Tacoma Narrows	アメリカ	2 800	1940

造である吊橋の風による被害は古来かなり多かったが<sup>3)</sup>(表-1)、19世紀後半になって補剛構が用いられるようになってから著しく剛性が増大した結果重大な被害はほとんど見られなくなり、1883年 Brooklyn 橋(486 m, New York)、1903年 Williamsburg 橋(488 m, New York)など続々と記録的な長径間吊橋が架せられるに至った。1888年 Melan, J. は、吊橋のたわみの影響を考慮に入れたいわゆる撓度理論を発表したが、Moisseiff は1909年、この理論による最初の吊橋 Manhattan 橋(448 m, New York)を架設した。撓度理論によって補剛構は大幅に軽量化され、さらに長径間の吊橋が設計された。1931年 George Washington 橋(1067 m, New

York) および 1937 年 Golden Gate 橋 (1280 m, San Francisco) はその代表作であって、従来の径間長を一挙に倍増したものであった。しかしこの理論の忠実な適用はその後鋼重を軽くするだけでなく補剛構の剛性を大幅に低下させ、遂に 1939 年 Bronx Whitestone 橋 (701 m, New York), 1940 年 Tacoma Narrows 橋 (853 m, Washington) などに至って補剛桁としてトラスでなくプレートガーダーが用いられるようになり、このことが惨事を招く直接の原因となったと考えられる。

### 3. 吊橋の耐風性に関する諸研究

Tacoma Narrows 橋は、前述のとおりすでに架設中から微風によって振動するので注意が向けられ、その振動状態は Washington 大学の Farquharson, F.B. らによって落橋に至るまでを克明にフィルムに収められており、その後の研究のために貴重な資料を提供した<sup>4)</sup>。事故後 Farquharson らは Washington 大学に 4ft×100ft の吹出口を有する風洞を建設し、落橋状況を再現して耐風設計のための実験研究を開始、多数の米国の学者がこれに参加した。この実験は、風に対する吊橋の動力学的研究の先駆をなすものであり、またきわめて大規模な体系的な研究であって、現在までの実験的諸研究に多大な影響を与えている。この研究はその後も Vincent, G.S. らによって受け継がれ、その研究成果は 1949 年の New Tacoma 橋の耐風設計となり、また、Bronx Whitestone 橋および Golden Gate 橋の補強工事を促し、さらに現在までに 1957 年 Mackinac Straits 橋 (1158 m, Michigan), 1964 年 Verrazano Narrows 橋 (1298 m, New York), 1966 年 Tagus River 橋 (1013 m, Portugal) 等の建設工事に生かされてきている。

イギリスにおいても国立物理研究所 (National Physical Laboratory) の空気力学部門において、Frazer, R. A., Scruton, C., Walsh, D.E.J. らが 1946 年からかなり大規模な風洞実験を実施しており、その成果はまず 1964 年 Force Road 橋 (1006 m, Scotland) を生み出したが、さらに 1966 年 Severn 橋 (985 m, Wales) においては従来の常識を破って補剛桁に溶接構造の流線型箱形断面を採用し注目を集めた。なお、イギリスにおいてはさらに England 北東部に同じ箱形断面の補剛桁で主径間 1396 m の Hamber 橋を架設することが計画されている。その他ドイツの Klöppel, A., ノルウェーの Selberg, A. らの風洞実験を中心とした耐風安定性の研究もよく知られている。日本では、若戸大橋の建設にあたって初の風洞実験が行なわれ、この研究は懸案の本四連絡橋架設上の問題等をめぐって今日も継続進行中である。

こうした実験的研究と並行して、吊橋構造の流体力学的安定解析を理論的に追求する動きもさかに行なわれている。この問題に対処するためには、従来の構造力学だけでなく流体力学・振動学等の知識が必要であって、これは航空工学において空力弾性学 (Aeroelasticity) とよばれる分野である。この点にまず着目したのは Tacoma 落橋当時、橋梁工学の世界的権威であった Bleich, F. であり、後述のとおり彼は翼の非定常空気をを用いた吊橋の Flutter 理論を発表して大きな影響を与えた。また Steinman, D.B., 平井らもそれぞれ独自の理論を展開している。これらの研究はいずれも風的作用に対する吊橋の動的安定性を吟味するものであるが、これとは別に風荷重そのものをより合理的に評価してとらえなおそうとする方向の研究もある。特に、情報理論の応用によって風の乱れを考慮に入れようとする Davenport, A.G. の理論は注目を集めている。無論、吊橋の長い径間の全長にわたって一様風が持続的に吹きつけるという考え方は現実的ではないからである。この点についてはさらに自然風の性状や地形の影響等の資料の積み重ねによる基礎的な研究も重視されねばならない。

### 4. 風による吊橋の不安定現象

一般に吊橋の耐風性を究極的に支配する要因は、風圧による横たわみ、横座屈および空気力の負減衰による自励振動の三現象に対する抵抗性能であることが風洞実験によって確認されている<sup>5)</sup>。このうち横たわみおよび横座屈現象に対してはそれぞれ Moisseiff および平井の理論が一応基礎理論として妥当な検証を可能にしているが、最も多くの人によって検討されていながらいまだに問題点が多いのは自励振動解析である。以下、これら三種の吊橋の不安定現象に対する研究の歴史を簡単にふり返ってみる。また、その他の振動現象として渦による振動と風の乱れによる強制振動現象にも少しふれることにする。これらの現象は必ずしも吊橋全体を破壊するには至らないまでも、使用性能上問題となる場合もあり、また後述のとおり、自励振動現象とそれほど画然と分類し得るとは限らないからである。

#### (1) 静力学的挙動

空気力は一般に抗力、揚力および補剛桁のせん断中心まわりの空力モーメントの三成分をもつが (図-1)、これらの空気力に対する吊橋の静的な挙動としては抗力による横たわみ現象と、鉛直面内における曲げねじれの連成した横座屈現象とが考えられる。

1) 横たわみ 一般に吊橋補剛構のような可撓構造物は、橋軸直角方向の水平抗力によって大きくたわむの

図-1 空気力による吊橋の変位

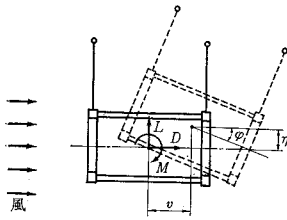


写真-2 吊橋補剛桁の横座屈状態

(平井・岡内・宮田, 1964)

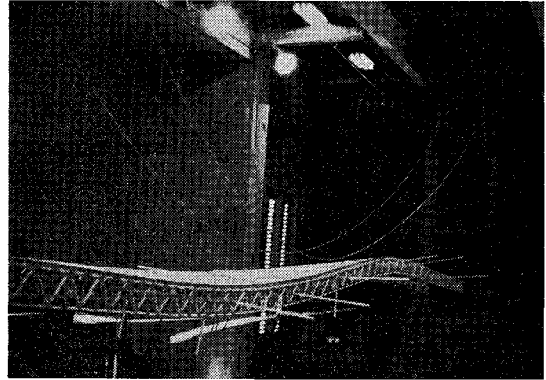
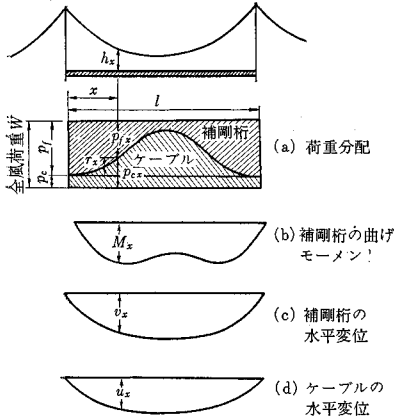
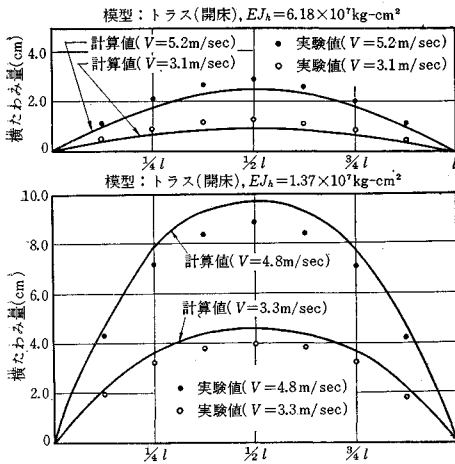


図-2 補剛桁とケーブルの荷重分担と水平変位  
(Elastic Distribution Method)



で、この横たわみ量が過大とならないよう十分な横方向曲げ剛性を与えるように設計せねばならない。この問題に関する取扱いは古くから考えられていたが<sup>6)</sup>、現在一般には 1932 年に Moisseiff らが発表した弾性分配理論が用いられている<sup>7)</sup>。吊橋の横たわみ変形を考えるにあたって他の構造形式と最も違うのは、補剛桁とケーブルの間で水平変位に差があるので、傾斜した吊材をとおして風荷重が部分的にケーブルへ移行する点であり、すでに 1913 年、Steinman, D.B. は対風構の設計にあたってケーブルとの間の風荷重の分配を考慮している。ところが、ケーブルと補剛桁の風荷重分担率は吊材の長さなどによって異なるので、Moisseiff, L.S. は全スパンにわたってこの分担率を適当に仮定し(図-2)、その分担荷重による水平変位の計算値が連続条件を満足するように繰返し計算を行なったのである。風洞実験によると、この理論による値はほぼ妥当であると考えられている(図-3)<sup>8)</sup>。なお、Ellis, C.A. らはこの荷重分配を多元連立方程式によって求めることで繰返し計算を省略することを提案している<sup>9)</sup>。また、ケーブルへの移行荷重を水平変位の関数と考えてつり合い方程式を解く方法も Topaloff, B.<sup>10)</sup>、Erzen, C.Z.<sup>11)</sup>、伊藤<sup>7)</sup> らによって発表されているが、基本的には Moisseiff の考え方と大差ない。

図-3 横たわみに関する実験値と計算値の比較例  
(平井・岡内, 1966)



2) 横座屈 一般にはりがある面内の曲げに抵抗しているとき、曲げ応力面と直角方向の曲げ剛性とねじれ剛性が小さいとある限度で突然ねじりを伴った横倒れ変形が起こり、この場合の限界曲げモーメントはおおむね面外曲げ剛性とねじれ剛性の相乗平均に比例することが知られている(図-4)。この現象は 19 世紀末に Prandtl, L. によって始めて取り扱われたもので横座屈とよばれる。吊橋においても、補剛桁の横方向曲げ剛性に対して鉛直曲げ剛性やねじれ剛性が小さい場合には水平抗力による曲げモーメントが横たわみ変形によって支えられるだけでなく、ある限界に達すると急に鉛直たわみ

図-4 I 形ばりの横座屈変形

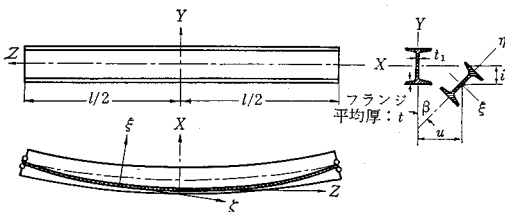


表-2 限界風速の実測値と計算値の比較 (平井・岡内・宮田, 1966)

模 型 記 号	710	810	3812-1	3813-1	4012-AST	4012-AOT	4023-AST	4023-AOT	4021-1	4022-1
つり構造部形状	プレート ガーダー $h/b=0.05$ 閉床	プレート ガーダー $h/b=0.05$ 閉床	トラス 開床 1階橋	トラス 開床 2階橋	トラス 閉床	トラス 閉床	トラス 閉床	トラス 閉床	トラス 開床 路橋	トラス 開床 路橋 供用橋
$l$ (cm)	820	810	813	810	810	1615	1615	1615	1600	1600
$b$ (cm)	15	15	29.5	29	20	30	30	30	35	44.8
$H_w$ (kg/br)	9.44	11.70	19.82	19.58	17.56	16.60	80.32	77.72	66.10	195.50
$EI \times 10^{-4}$ (kg cm <sup>2</sup> /br)	2.85	2.91	2.90	9.63	2.07	10.04	10.04	10.04	17.0	513.0
$GK \times 10^{-4}$ (kg cm <sup>2</sup> /br)	0.06	0.16	0.756	1.240	0.090	0.760	0.760	0.760	6.11	45.0
$EC_w \times 10^{-6}$ (kg cm <sup>4</sup> /br)	1.6	1.6	5.7	10.9	0.52	10.04	10.04	10.04	0.12	12.2
$EJ \times 10^{-4}$ (kg cm <sup>2</sup> /br)	18.94	22.86	36.09	42.42	31.25	29.66	540.6	523.5	449.4	1780.0
$GK \times 10^{-4}$ (kg cm <sup>2</sup> /br)	0.123	0.236	1.221	1.717	0.269	0.259	2.582	2.524	8.135	54.83
$C_D$	0.080	0.097	0.300	0.270	0.361	0.395	0.361	0.395	0.294	0.453
$s$	5.53	1.02	2.08	2.45	4.0	1.1	4.0	1.1	1.5	0.9
$V_K$ (計算値) (m/sec)	7.0	11.6	9.4	10.6	6.4	7.4	6.7	7.7	11.8	17.7
$V_K$ (実測値) (m/sec)	6.4	10.6	9.2以上	11.5	6.7	8.0	7.2	9.3	7.1以上	12.8以上

とねじれの連成した変形を誘発する(写真-2)。  
最初にこの現象に注目した平井は、単径間吊橋において逆対称座屈波形を仮定して次式のような限界風速  $V_K$  を求めた<sup>12)</sup>。

$$V_K^2 = \frac{4\pi\sqrt{128}\sqrt{EJ \cdot GK}}{\mu C_D \rho (2b)L^2}$$

ただし  $\mu^2 = 1 + \frac{\sqrt{128}}{4\pi^2} \frac{s+C_D}{C_D}$  .....(1)

後に平井は同じ式を吊橋の曲げねじれ振動の式から振動の安定条件として導いている<sup>13)</sup>。この結果は風洞における実験値と比較的によく一致することが確認されている(表-2)<sup>5)</sup>。岡内らはさらに Galerkin 法を用いてこれを拡張し、ケーブルへの風荷重移行を考慮した場合や多径間対称波形の場合等の計算を行なっている<sup>14)</sup>。

横座屈限界風速を高くするためには、抗力係数の小さい断面を選ぶとともに、断面の剛性を十分に大きくすることが必要である。

## (2) 風による振動

空気力による動力的な挙動はいっそう複雑であるが、風洞実験の結果と実橋における観測記録を総合

図-5 全橋模型による風洞実験例 (Farquharson, 1952)

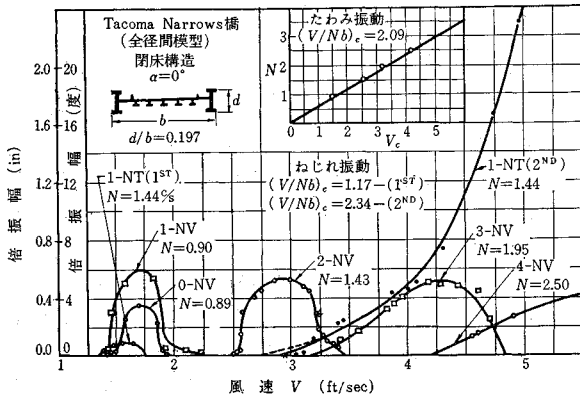
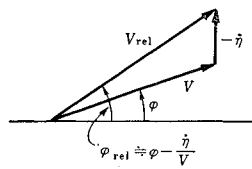


図-6 上下振動に対する  
相対迎角



してみると、一般に  
① 発生後、風速の増加に伴って振幅がいったん増大するが、やがて減少し消滅してしまう局限的振動 (restricted oscillation)

(restriction)

② 風速上昇とともに発散し、崩壊に至られる破壊的振動 (catastrophic oscillation)

の2種類が認められる(図-5)<sup>4)</sup>。これらをその発生機構に着目して分類すると概略次のようになる<sup>1)</sup>。

① 曲げねじれフラッター (classical flutter): 曲げねじれ連成の自励振動。桁高のごく低いプレートガーダーや充実率の小さいトラスに見られ、発生とともに発散するが、これと類似の現象で非線型空気力特性による定常振幅が見られる場合も報告されている<sup>16)</sup>。

② 失速フラッター (stall flutter): ねじれの卓越する自励振動。プレートガーダーや充実率の大きいトラスで発生し、振幅は風速によって変化する。

③ 跳躍振動 (galloping): 曲げの卓越する自励振動。桁高の高いプレートガーダー、箱桁などで発生し、振幅は風速によって変化する。

④ 風琴振動 (aeolian oscillation): 渦による強制振動で主として曲げモード。振幅は微小。

⑤ バフエティング (buffeting): 風の乱れによる不規則強制振動。

前に述べた局限振動は④に、また破壊振動は①~③に相当する。⑤は特殊な架設条件において発生

する可能性があるが、後述のとおり、類似の効果は他の不安定現象においても考慮される必要があるものと考えられる。

1) 自励振動現象 ある振動系に変位速度に比

例するような項を含む外力が作用する場合、その値が系自体のもつ減衰係数を上まわると振動系は全体として見かけの減衰が負となり、その振動は次第に増幅して動的不安定状態を呈する。これが自励振動現象であるが、特に流体力によって励起される弾性体の自励振動は flutter とよばれ、工学上の大きな問題点となっている。

flutter 現象は、最初航空機翼の振動問題として 1920 年頃から本格的に取り上げられた。当時 Joukowsky, N. E., Prandtl, L. らにより発展しつつあった非定常翼理論によって二次元流中で調和振動する平板に作用する空気力が計算できるようになり、1924~36 年の間に Birnbaum, W., Glavert, H., Küssner, H.G., Theodorsen, T., Cicala, P., Schmieden, C., Ellenberger, G. らが続々とこれを求めているが、flutter 現象が渦の周波数と翼の固有振動数との一致による共振とは区別されるもので、空気力の負減衰による自励振動であるという点は 1930 年頃まで不明確だったようである。

振動する構造物が平板で近似できない断面形状の場合は、非定常空気力がまだ解析的には与えられていないので別の方法をとる必要がある。

Den Hartog, J.P. は、氷雪の凍りついた送電線の風による跳躍現象 (galloping) について解析を行ない、電線の変位速度による瞬間迎角の変化を考慮した相対迎角の概念を用いた。すなわち迎角を  $\varphi$ 、上下変位速度を  $\dot{y}$ 、風速を  $V$  とすると、任意の瞬間における迎角の有効値は  $\varphi_{rel} = \varphi - \frac{1}{V} \dot{y}$  である (図-6)。これによって方程式に変位速度項が導入され、著名な安定条件式が得られた<sup>17)</sup>。この理論は、物体の静止状態で作用する空気力を用いて flutter 解析を行なうことができるという点で一つの方向を与えた。ところが回転変位における速度成分を相対迎角に導入することはなかなか困難であり、したがってこの方法をねじれ振動へ応用することは難しく、曲げねじれ連成振動においてはさらにいっそう困難である。

吊橋補剛桁の風による振動現象が flutter ではないかということは Tacoma 落橋当時からいわれていたが、Bleich, F. は、吊橋断面の曲げねじれ振動方程式に外力として Theodorsen の与えた非定常空気力<sup>18)</sup>

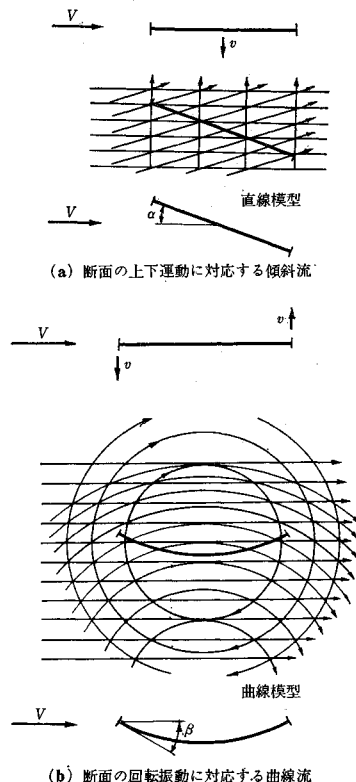
$$\left. \begin{aligned} L &= -\frac{1}{2} \rho V^2 b \left[ C_1 \left( \varphi - \frac{1}{V} \dot{y} \right) + C_2 \frac{b}{V} \dot{\varphi} \right] \\ M &= \frac{1}{2} \rho V^2 b^2 \left[ C_3 \left( \varphi - \frac{1}{V} \dot{y} \right) + C_4 \frac{b}{V} \dot{\varphi} \right] \end{aligned} \right\} (2)$$

を用いて flutter 条件を求めた<sup>19)</sup>。ここに  $L, M$  は揚力および空力モーメント、 $C_i (i=1\sim 4)$  は換算振動数  $k = \omega b/V$  の複素関数、 $b$  は気流方向の断面寸法、 $\omega$  は円振動数である。Bleich の理論は吊橋の自励振動論の基礎をなしたが、風洞実験から求められる曲げねじれフ

ラッターの限界風速は、この理論によって求めたフラッター風速より一般にかなり低いことが知られている。これは Bleich が厚さを考えない平板の平均迎角  $0^\circ$ 、微小振動の場合に対する空気力をそのまま吊橋に適用したためである。通常の吊橋補剛桁の場合には断面形状が非流線型なることが多く、したがって、桁の風上側 (前縁部) において空気流がはく離するので空気力が Theodorsen の求めた値とは大きく違い、同時に振動性状も変化してねじれモードが卓越してくる。

一般に、振動の一部または全体にわたって流れのはく離がおこった場合のフラッター現象は、ポテンシャル流中とはかなり異なった状態を呈し、stall flutter とよばれている。この現象は、特にプロペラ翼やタービン翼の振動において、平均迎角が失速角をこえた場合におこる現象として 1935 年頃から注目され、Stüder, H.L. や Bratt, J.B. らの研究により限界風速の急激な低下、ねじれ振動の卓越、定常振幅の存在等の特性が把握されていたが、この場合の空気力を解析的に求めることは至難であった。1943 年、Victory, M. はこの困難を克服するために、ポテンシャル流における空気力の理論式に、実験的に求めた空力ねじれ減衰項を付加して限界風速の

図-7 模型の運動に対する流れの関係 (Steinman, 1950)



計算を行ない、良好な結果を得たのである<sup>20)</sup>。

吊橋の場合にも、平板で近似できないような断面において、実際に作用する空気力を計算によって求めることはほとんど不可能なので、同様に半実験的な方法によらざるを得ない。Bleich は、前縁で渦が発生し、これによって付加的な揚力が作用すると考えて式(2)の  $C_1$ 、 $C_3$  を実験的に補正することを提案しているが、あまり良い成果は得られていない。Bleich と同じ頃、Steinman, D.B. は、模型実験によって直接非正常空気力を測定することを提案した<sup>21), 22)</sup>。彼は通常の二次元模型の他に、模型全体に角速度に比例した曲率を与えた曲線模型 (curved model) を用い、両者における静的な定常空気力係数と、相対迎角および渦の流れに伴う圧力変動による位相差の概念から式(2)の  $C_i$  を決定した(図-7) Steinman の考え方はきわめて独創的であり、特に曲線模型の利用は相対迎角における角速度  $\phi$  の扱い方に対する一つの解決法ではあったが、実用上の見地からすると、例えばトラスのような複雑な断面の模型に曲率を与えることは著しく困難であり、後に彼自身が参与した Mackinac 橋の耐風設計においても結局この方法は用いられなかったようである。

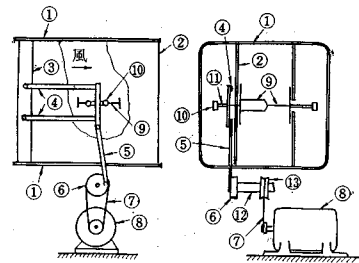
1960年、若戸吊橋の耐風安定性検討にあたって、平井・岡内らは自由振動法によって非正常空気モーメントの測定を行なった<sup>23)</sup>。これは、気流中にばねづりされた模型の振動性状から空気力を逆算する方法であって、計算にあたっては Victory の場合と同様、ねじれモーメント以外の各項には平板空気力を用いている。自由振動法による空気力測定は、その後 Scarlan, R.H. らによって2自由度振動の場合にまで拡張された<sup>24)</sup>。しかし、この測定法によって曲げとねじれの変位における位相差から空気力の連成項を求めることは実験上かなりの困難を伴うようである。なお、最近京都大学においても Scarlan と同様の方法による空気力の検討が続けられている。

非正常空気力の測定方法としてこの他に強制振動法が考えられる。釜口・坂田らは、気流中で二次元模型に強制振動を与え、模型支持ビームに働く反力から振動模型に作用する空気力を測定(図-8)、さらにフラッターテストによってこの結果を確認し良好な一致をみた。空気力は上下・回転の各振動形式についてそれぞれ揚力およびモーメントを測定し、空気力の絶対値と変位に対する位相遅れから  $C_i$  の複素表示を求めた<sup>25)</sup>。これは九州大学の河島教授らによって開発された方法であるが、吊橋補剛桁に作用する非正常空気力の全成分測定を初めて行なった点で注目し値する。なお、坂田らは引き続きこの方法によって橋梁部材の空力特性の検討を続行中であり、東京大学でも同じ強制振動法を用いて空気力を測定

図-8 非正常空気力測定装置

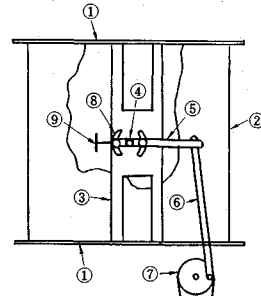
(強制振動法)

(a) 上下振動装置



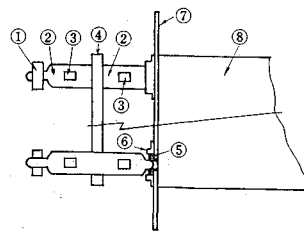
- ① 風路壁
- ② 壁板
- ③ 支柱
- ④ 上下振動用アーム
- ⑤ 上下振動用アーム
- ⑥ 偏心アーム
- ⑦ Vベルト
- ⑧ モーター
- ⑨ 模型
- ⑩ ダミー
- ⑪ ストレイン・ゲージを貼ったビーム
- ⑫ 軸
- ⑬ Vブリー

(b) 回転振動装置



- ① 風路壁
- ② 壁板
- ③ 支柱
- ④ 回転振動中心(支点)
- ⑤ 回転振動用アーム
- ⑥ 回転振動用アーム
- ⑦ 偏心車
- ⑧ ダミー
- ⑨ 模型

(c) 空気力検出部



- ① ダミー
- ② ビーム
- ③ ストレイン・ゲージ
- ④ 駆動ビーム
- ⑤ ベアリング
- ⑥ ベアリング押え
- ⑦ 端板
- ⑧ 端板
- ⑨ 模型

することにより、基本的な構造断面の空気力特性や振動特性の検討が行なわれている<sup>26)</sup>。

以上のように空気力項の補正によって限界風速の推定精度を高めようとする考え方とは別に、Bleich のフラッター風速にある補正係数をかけて吊橋の限界風速を定めようという提案もある。Selberg, A. は、系統的な風

図-9 フラッター風速補正係数例  
(Selberg, 1961)

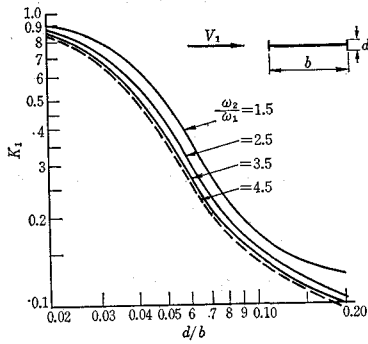
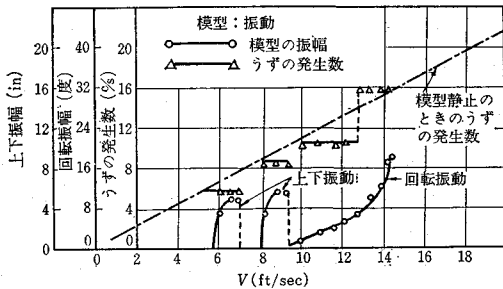


図-10 振動中のH形断面における渦の発生数  
(Kármán, 1952)



洞実験によって充腹断面に対する補正係数の値を定め、桁高比、迎角、固有振動数、初期振幅等に応じてこれを容易に求め得るような図表を与えた(図-9)<sup>27)</sup>。また Klöppel, K. も、いくつかの風洞実験の結果から、断面形状により3種類の補正係数を提案している<sup>28)</sup>。

Stall flutter においては、空気力は必ずしも振動変位またはその時間微分の線型結合では表現できないため、一般に限界風速をこえる領域においても limit cycle が存在し、定常振幅が風速とともに徐々に増大することが早くから指摘されていた。Sisto, F. はこの点に注目し、1953年、軸流圧縮機の翼片の stall flutter の解析として、翼の定常空気力を迎角の多項式で表示し、これに相対迎角の考えをとり入れた準定常理論を用い、非線型振動論から限界風速とともに安定振幅の計算を行なった<sup>29)</sup>。後に Parkinson, G.V. らはこの理論をさらに発展させて、充腹断面構造における galloping 現象の解析に利用し<sup>30)</sup>、さらに岡内・宮田は、この手法を二自由度の場合に拡張し、吊橋の自励振動論に応用している<sup>16)</sup>。この理論においても依然として最大の難関は迎角変化の速度を相対迎角にとり入れる場合の係数の決め方にあるようである。また最近 Böhm, F. は、前述の Steinman が曲線模型で測定した定常空気力を迎角の多項式で近似することによって振幅の計算を行なっている<sup>31)</sup>。

この他、吊橋の自励振動に関する理論としては Ro-

card, Y.<sup>32)</sup>, Dicker, D.<sup>33)</sup> らの論文が知られているが、Rocard の理論は結局 Bleich の方法の略算であり、また Dicker の理論は H 断面桁において風上側から桁に作用する抗力のみを考慮した振動の安定論であって、独特ではあるが適合する例は少ないと考えられる。

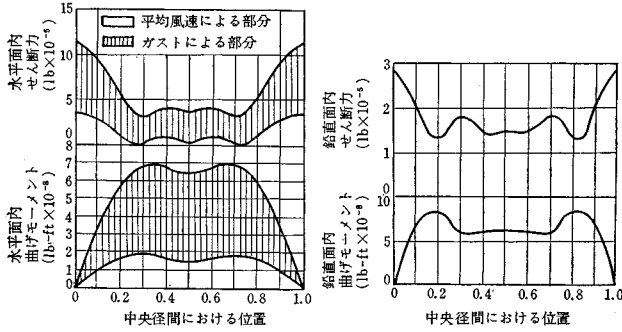
以上のように、吊橋構造の安定性を追及する研究においては、自励振動の原因となる空気力をどのように考えるかという点が最大の課題となる。したがって、空気力の発生機構に対する流体力学的な考察における新しい発展がさらに期待される。

2) 渦による振動 流れの中に物体がおかれているとき、その背後に物体表面からはく離れた流れによって周期的な渦が形成されることはよく知られている。この渦の発生は、流れの状態を周期的に変化させるので、結果的に物体には流れと直角方向の周期力が作用することになる。この交番力の周期が弾性体の固有周期と一致したときにおこる共振現象を風琴振動 (aeolian oscillation) とよび、煙突などの塔状構造物において被害例が見受けられる現象である。吊橋の場合でも Forth Road 橋の建設中、主塔が独立しているときに約 10 m/sec の風によってこの振動を起したので、振動抑制策を施し、また Scruton らは Severn 橋の建設にあたっても風洞実験を行なっている<sup>34)</sup>、<sup>35)</sup>、また、補剛桁に見られる局限振動も渦による振動に属すると考えられる。von Kármán らは Tacoma Narrows 橋に対する風洞実験の一部として二、三の実験を試みている(図-10)<sup>4)</sup>。

一般に、静止した物体の背後における渦の発生回数  $N$  は、流速  $V$ 、物体の形状、レイノルズ数  $R_e$  等の関数であるが、この関係について最初に研究した Strouhal, V. は、 $N=S(V/D)$  なる関係を与えた。ここに  $D$  は流れに直角方向の物体の長さで、 $S$  は Strouhal 数とよばれ、物体の形状や  $R_e$ 、迎角などによって変化する定数である<sup>36)</sup>。その後 von Kármán, T. が後流における渦列の安定条件を吟味した著名な論文を発表して以来、この渦は Kármán 渦の名で知られている<sup>37)</sup>。ところが、物体が渦によってかなりの振幅で振動している場合には、逆に渦の発生数が物体の振動の影響を受けるようになる。石崎らはこの点を考慮して、運動する円筒の後流における渦の発生数に対して Strouhal の式を修正し、 $N_d=S(V/D+mA)$  とすることを提案している<sup>45)</sup>。ここに  $A$ : 振幅、 $m$ : 係数である。しかし、このような渦の発生機構については、現在まだ不明の点が多い。

3) 風の乱れによる強制振動 前にも述べたとおり、自然風は時間的にも空間的にも絶えず変動している。したがって、この風が作用する構造物では空気力が絶えず変動し、その結果、構造物には振動が強制される。この種の振動を buffeting とよぶ。吊橋において

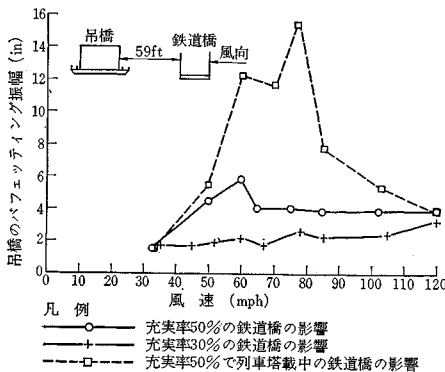
図-11 ガストによるせん断力および曲げモーメントの増大  
(Davenport, 1960)



は、一般に構造規模が自然風中の渦のスケールより大きいので、瞬間風速が低減したような効果が与えられるが、一方固有振動数が小さく減衰の小さい構造でもあるので、自励振動に対しては安定でありながら、この種の強制振動に敏感である可能性もある。

従来この問題に対する解析は全く行なわれていなかったが、1960年代に入ってから Davenport, A.G. は、自然風の乱れについて定常過程の仮定が成立するものとして、自然風の振幅をあらわすスペクトル密度、空間相関などから吊橋構造の応答の分散やスペクトル密度、確率分布関数等を導き、さらにその結果から吊橋の建設地点、振動性状、あるいは規模に応じて設計風速を個別に評価する方法を提案した<sup>38), 39)</sup>。図-11 は、Davenport によって計算された風速変動成分の影響による断面力の増大の例である。現在までのところ、実在の吊橋の風の乱れに基づく強制振動による被害例は報告されていない。また、その計算における精度、風速変動の空間相関、スペクトルの取り方等取り扱いにおける問題も多いが、この考え方は従来の風荷重のとおり方における非合理性を鋭く指摘している点で、今後の構造物の耐風設計に対する重要な理論と考えられている。

図-12 Runcorn-Widnes 橋の buffetting  
に関する風洞実験結果 (Scruton, 1955)



なお、buffetting は、構造物がその一部もしくは他の構造物の後流の中にあつて後流の乱れを受ける場合にも見られるが、その振動機構は自然風の乱れによる場合と同様である。ならんで架せられた橋の相互作用に関する風洞実験例が Scruton によって報告されているが(図-12)<sup>40)</sup> 吊橋の架設地点付近に大きく風を乱す構造物があるときにはその影響を考慮する必要がある。

## 5. 吊橋の耐風設計方法

実際に吊橋を設計する場合には、上記諸現象のうちからまず静的な風圧力による横たわみおよび横座屈に対する設計(静的設計)を行ない、その設計案に対して他の動的現象の安全性を確認する(動的解析)の順序である<sup>1)</sup>。補剛断面の選定にあたっては、これを形状および剛性の二点から考慮しなければならない。この場合注意すべき点として、一般に次の諸項が考えられる。

- 1) 主桁前縁における気流の閉塞効果。特にプレートガーダー形式を避け、またトラスにおいても充実率などに注意する。
- 2) 地覆・高欄などの形式と配置も流れに微妙に影響する。
- 3) 橋床部におけるグレーティングまたは空げきの大きさと配置。
- 4) 断面のねじれ剛性に特に注意。
- 5) 各種ステイ、センタータイなど。
- 6) ケーブル張力の増大。
- 7) 振動減衰率の増大。

次に既設吊橋のうちで特に耐風性に関して考慮された著名な例を若干紹介する。

- (1) New Tacoma 橋 (1949 年, 853 m, Washington)<sup>4)</sup>

大規模な風洞実験の結果、旧橋と次のような諸点で相

図-13 New Tacoma 橋断面図

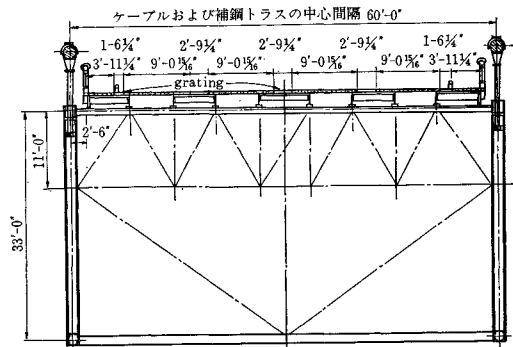
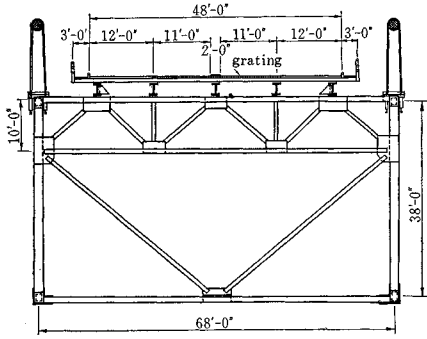




図-14 Mackinac 橋断面図



違した断面を選定した(図-13)。

- ① プレートガーダー補剛桁をやめてトラス補剛桁としたこと。
- ② 橋幅を拡大し、また曲げ剛性を大幅に増加したこと。

図-15 Forth Road 橋断面図

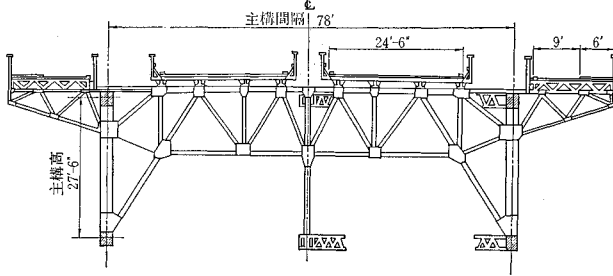


図-16 若戸大橋断面図

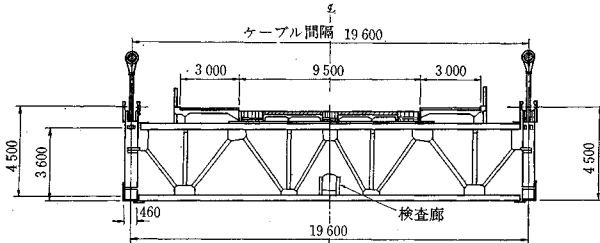


図-17 Severn 橋側面および断面図

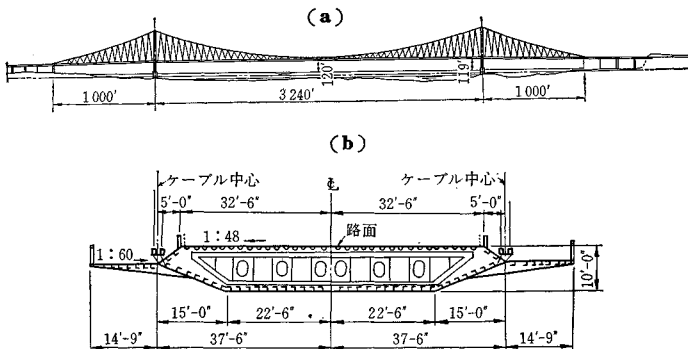
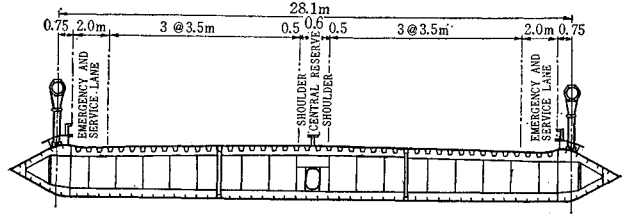


図-18 Lillebaelt 橋断面図



- ③ グレーティングを設けて橋床の一部を開床構造としたこと。
- ④ 下横構を設けて吊構造部のねじれ剛性を増大したこと。
- ⑤ 一次逆対称振動を抑制するためセンタータイを取り付けたこと。

(2) Mackinac Straits 橋 (1957 年, 1,158 m, Michigan)<sup>41)</sup>

本橋は Michigan 湖と Huron 湖を結ぶ水路を吹き抜ける激しい風(工事中の最大風速約 34 m/sec)に見舞われるということで特に耐風安定性に重点をおいて設計されている(図-14)。

その主要点は

- ① 補剛桁はトラス形式とし、さらに横桁もトラス構造として、橋軸直角方向に対して斜めに吹く風にも対処したこと。
  - ② 中央 2 車線全体にグレーティングを設け、開床化の徹底を計ったこと。
  - ③ 上弦材と橋床側端部間の間げきを思いきって広くとったこと。
  - ④ 上下二面に横構を備え、ねじれ剛性の増大を計ったこと。
- などである。

(3) Forth Road 橋 (1964 年, 1,006 m, Scotland)<sup>42)</sup>

この断面は当初 Severn 橋の計画案として選定されたものであるが、経済恐慌のために計画変更となり、本橋に流用された(図-15)。その特徴は

- ① 補剛桁にはトラスを用いたが、その高さの主構間隔の比がかなり小さい。
- ② 車線間を空げきまたはグレーティングで分離している。
- ③ 縦桁をトラス構造にした。
- ④ 歩道および自動車道を補剛トラス

の外側に張り出して設けた。

⑥ 下横構によってねじれ剛性の増大を計った。

#### (4) 若戸大橋 (1958年, 367m, 北九州)<sup>23)</sup>

本橋は、わが国初の本格的な長大吊橋であったため、慎重な風洞実験の結果、次のような断面が選ばれた(図-16)。

- ① 補剛桁をトラス構造とする。
- ② 中央径間橋床部にグレーティングを設ける。
- ③ 上下二面の横構を設けてねじれ剛性を増大させる。
- ④ 逆対称振動を防止するため中央点にセンタータイを設ける。

#### (5) Severn 橋 (1966年, 985m, Wales)<sup>43)</sup>

本橋では、従来の長大吊橋とは全く異なった流線型箱形断面が補剛桁として用いられ、その鋼重も著しく軽減されて大きな話題をまいた。耐風性の面での特長は以下のとおりである(図-17)。

- ① 補剛桁が流線型箱桁なので抗力係数が非常に小さい。
- ② ねじれ剛性が著しく大きく、またねじれ振動数と曲げ振動数との差が大きいため、曲げねじれフラッターの発振風速が高い。
- ③ つり材を斜めに張って、つり材に生ずる交番応力のヒステリシス効果による減衰作用の増大を期待している。

この断面は、従来のトラス断面の場合と比べるとその空気力特性が平板に近く、したがって、耐風性の検討は容易であるが、迎角が大きくなれば前述の stall flutter 的な傾向も生じてくるはずなので、今後の対風挙動が注目されている。

#### (6) Lillebaelt 橋 (1970年竣工予定, 600m, Denmark)<sup>44)</sup>

現在建設中の吊橋であるが、補剛桁に Severn 橋に類似した流線型箱桁を用い、前縁上部に導流板を用いている。下側の導流板は風洞実験の結果不要と判断された。また Severn 橋と違って斜めつり材は用いず、つり材はすべて鉛直に張っている(図-18)。

#### 参考文献

- 1) 土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査報告書付属資料 1. 耐風設計指針および同解説 (1967)
- 2) 平井 敦，他：鋼橋 III，技報堂 (1956, 改訂版 1967)
- 3) 福田武雄：橋梁事故物語，土木学会誌 第 50 卷 第 7 号 (1965)
- 4) Farquharson, F.B. et al.: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrows Bridge, Bull. of Univ. Washington

- Eng. Exp. Station, No. 116, Part I~V (1945~54)
- 5) 平井 敦・岡内 功・宮田利雄：吊橋の耐風性に関する風洞実験とその考察，土木学会論文集 第 151 号 (1968)
- 6) Steinman, D.B.: A Practical Treatise on Suspension Bridges, John Wiley (1922, 2nd ed. 1928)
- 7) Moisseiff, L.S. & Lienhardt, F.: Suspension Bridge under the Action of Lateral Forces, Trans. ASCE., Vol. 98 (1933).
- 8) Ellis, C.A. & Pratley, P.L.: Discussion to Dr. Moisseiff, Trans. ASCE., Vol. 98 (1933).
- 9) Topaloff, B.: Stationärer Winddruck auf Hängebrücken, Der Stahlbau, Bd. 23 (1954).
- 10) Erzen, C.Z.: Lateral Bending of Suspension Bridges, Proc. ASCE., Vol. 81 (1955).
- 11) Ito, M.: The Lateral Motion of Suspension Bridges, 土木学会論文集 第 81 号 (1962)
- 12) 平井 敦：吊橋の揺れ振動の安定性について，土木学会誌 第 28 卷 第 9 号 (1942)
- 13) 平井 敦：吊橋の流体力学的安定性について，土木学会論文集 第 3 号 (1947)
- 14) 岡内 功・根本紘一：吊橋の風圧による横座屈について，第 22 回土木学会年次学術講演会講演概要 (1967)
- 15) Kelley, E.F. et al.: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, Progress Report of the Advisory Board on the Investigation of Suspension Bridges, Proc. ASCE., Vol. 78 (1952).
- 16) 宮田利雄・岡内 功：吊橋の風による自励振動に関する一考察，土木学会論文集 (投稿中)
- 17) Den Hartog, J.P.: Transmission Line Vibration Due to Sleet, Trans. AIEE., Vol. 51 (1932).
- 18) Theodorsen, T.: General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanism of Flutter, NACA. TR. 496 (1935).
- 19) Bleich, F.: Dynamic Instability of Truss-stiffened Suspension Bridges under Wind Action, Trans. ASCE., Vol. 114 (1949).
- 20) Victory, M.: Flutter at High Incidence, ARC. R & M. 2048 (1943).
- 21) Steinman, D.B.: Rigidity and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, Trans. ASCE., Vol. 110 (1943).
- 22) Steinman, D.B.: Aerodynamic Theory of Bridge Oscillations, Trans. ASCE., Vol. 115 (1950).
- 23) 平井 敦・岡内 功，他：若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究，東大橋梁研究室 (1960)
- 24) Sabzevari, A. & Scanlan, R.H.: Aerodynamic Instability of Suspension Bridges, Proc. ASCE., Vol. 94, EM. 2 (1968).
- 25) 笠口展宏・坂田 弘：吊橋の耐風安定性に関する基礎研究，航空学会誌 Vol. 13, No. 133 (1965) 同統報 Vol. 14, No. 146 (1966).
- 26) 田中 宏・伊藤 学：充腹構造物の自励振動における空気力の特性，土木学会論文報告集, No. 168 (1969).
- 27) Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Ci 13 (1961)
- 28) Klöppel, K. & Weber, G.: Teilmodellversuche zur Beurteilung des Aerodynamischen Verhaltens von Brücken, Der Stahlbau, Bd. 32 (1963).
- 29) Sisto, F.: Stall Flutter in Cascades, JAS., Vol. 20 (1953).
- 30) Parkinson, G.V. & Brooks, N.P.H.: On the Aeroelastic Instability of Bluff Cylinders, Trans. ASME., Vol. 28 (1961). など

- 31) Böhm, F. : Berechnung Nichtlinearer Aerodynamisch Erregter Schwingungen von Hängebrücken, Der hbau, Bd. 38 (1969).
- 32) Rocard, Y. : Dynamic Instability, Crosby Lockwood & Son, London (1957) など
- 33) Dicker, D. : Aerodynamic Stability of H Section, Proc. ASCE., Vol. 92, EM. 2 (1966).
- 34) Scruton, C. : On the Wind-excited Oscillations of Stacks, Towers and Masts, Proc. International Conference on the Wind Effects on Buildings and Structures, Paper 16, (1963).
- 35) Scruton, C. & Walsh, D.E. : An Investigation of the Aerodynamic Stability of the Towers Proposed for the River Severn Suspension Bridge, NPL. Aero Rept. 1052 (1963).
- 36) Strouhal, V. : Über eine Besondere Art der Tonerregung, Wied. Ann. Physik und Chem., Neue Folge, Bd. 5 (1878).
- 37) von Kármán, T. : Flüssigkeits und Luftwiderstand, Physikalische Zeitschrift, Bd. 13 (1911).
- 38) Davenport, A.G. : The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures, Procl ICE., Vol. 19 (1961).
- 39) Davenport, A.G. : Buffeting of a Suspension Bridge by Storm Winds, Proc. ASCE., Vol. 88 (1962) など
- 40) Scruton, C. : Aerodynamic Buffeting of Bridges, The Engineer (1955).
- 41) Steinman, D.B. : Mackinac Bridge Designed for Complete Aerodynamic Stability, Civil Eng., Vol. 26 (1956).
- 42) Scruton, C. et al. : A Summarized Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation, NPL, Aero Rept. 222 (1952).
- 43) Walsh, D.E. et al. : A Further Aerodynamic Investigation for the Proposed River Severn Suspension Bridge, NPL. Aero Report. 1010 (1962).
- 44) Selberg, A. & Hjorth-Hansen, E. : Aerodynamic Stability and Related Aspects of Suspension Bridges, Proc. International Symp. on Suspension Bridges at Lisbon, Paper 20 (1966).
- 45) 石崎澁雄・川村純夫 : 風による煙突の振動について, 日本建築学会論文報告集第 69 号 (1961).  
[担当委員・田中 宏 : 正会員 工博 東京大学工学部助手土木工学科, 橋梁構造委員会・耐風設計研究小委員会幹事]

土木振動学便覧編集小委員会編

## 土木技術者のための 振 動 便 覧

A 5・450 2400円 会員特価 2000円 (〒110)

基礎, 応用の 2 編に分け, 13 章に分類した土木に関係するあらゆる振動問題を取上げた便覧。付録として耐震規定, 耐風設計規定などを付す。機械, 建築など他分野からも評価が高い。研究者, 設計者, 実務者むき。

測定法編集小委員会編

## 建設技術者のための 測 定 法

A 5・422 2000円 会員特価 1800円 (〒100)

土木学会誌に講座として連載されていたものを大幅に加筆, 項目追加を行なったユニークな測定に関する便覧。建築, 気象関係者などから注目を集む。9章に分け詳述す。大学教科書, 設計者, 研究者, 実務者むき。

岩盤力学委員会編集小委員会編

絶版近し

## 土木技術者のための 岩 盤 力 学

B 5・490 3600円 会員特価 3000円 (〒130)

土木地質学, 岩石の力学的性質, 岩盤試験, 強度・変形に対する理論的あるいは模型実験の解析法, 透水の影響, 斜面安定, 掘削などの解説のほか工事例を多数収録す。研究者, 設計者, 実務者むきの岩盤研究への指針。

## 1970年改訂版 土木製図基準

〈付・製図のかき方〉

A 4・160 色刷 4 折込

付図 20 枚 上製豪華本

定価 1400円 会員特価 1200円

(〒130)

第1編 総則 第2編 鋼構造物 第3編 コンクリート構造物 第4編 測量その他・条文および解説つき

付録・製図のかき方 / 製図に関係ある規格 / 参考文献 / 添付図面・橋梁 (一般図・プレートガーダー・合成桁・トラス・ラーメン・箱桁・T桁・橋脚・橋台・PC橋) 鉄道・道路・河川・ダム・下水道などの計画図

〒160 新宿区四谷1丁目

土木学会 電話 03(351)4131  
振替東京 16828番