

風による日立エレベーター研究塔の振動性状について (第1報)

—風による構造物の不安定振動に関する研究—

藤井邦雄

伊藤哲次

§ 1. まえがき

最近建築物の高層化が進むにつれて耐風設計の重要性が急速に増してきた。耐風設計には静的耐風設計の問題と、風による構造物の振動の問題が主として取り上げられる。前者では、

- (1) 自然風の高さ方向の風速分布
- (2) 自然風の乱れ、乱流境界層の範囲

等が重要な問題点となり、ほとんどの構造物に対して風洞実験により、風圧分布の推定を行なっている。

しかし、自然風中における実測結果と風洞実験による結果との比較検討は、まだ充分とはいえない。

動的な問題では、次のようなことが挙げられる。

(1) 風の息による風圧変動によって風方向に起こる振動

(2) 構造物の後流中に吐き出される渦(Kármán渦)によって起こる強制振動

(3) 一般に剝離流フラッターと呼ばれるもので、ひとたび起こると振幅が著しく発達する。相当広範囲の風速領域でも構造物はほぼその固有振動数で揺れる。ひとたび振動が始まると、構造物の運動が渦の発生を規制するが、逆にこの渦が構造物に空力学的な作用をする。これを一般に自励現象的な振動と呼んでいる。

上記の動的な問題に関して、大築研究所長の発想により昭和40年より当研究所において、東大鷲津教授とその研究室の方々の御協力を得て、角型断面柱の気流中の振動性状の研究^{1),2)}を行なってきた。

その結果、ある程度一般的な性質がわかってきた。これらの風洞実験を始めたころ、茨城県勝田市に日立エレベーター研究塔が、当社の施工によって昭和41年11月に完成した。翌年その動的性状を究明するため、起振機による強制振動実験が行なわれた。さらに同研究塔についての地震や風による応答の実測が要望された。昭和42年の秋より、日立製作所エレベーター研究室の御厚意により、風による研究塔の振動観測を始めた。昭和44年8月

23日の台風9号の接近により、塔頂部で最大風速35m/sを記録した。そのときようやく建物の振動と風速との同時観測に成功した。

この種の角型断面を有する高層建物による実測資料は少なく、わずかに建設省建築研究所の牧野博士等による、高さ65mの三菱エレベーター試験塔の実測例³⁾がみられる程度である。

このたび得られた実測資料より角型断面を有する高層建物の自然風中の動的挙動を知るにはまだ不十分ではあるが、この方面の研究情報はすみやかに交換し合う必要性から、ここに紹介する次第である。

§ 2. 日立エレベーター研究塔の概要

2.1 建物の概要

同研究塔は、図-1に示すように、地下1階、地上22階、7m×7.5m角の様な断面を持った細長い鉄骨塔である。同研究塔は一般の高層建物と比べて形状および構造が単純で、風による建物の静的な問題、または動的な

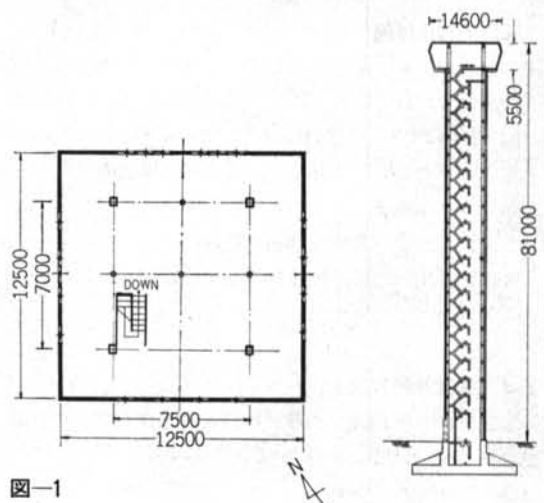


図-1

挙動を知るには好適な構造物である。

2.2 研究塔の構造的な振動特性

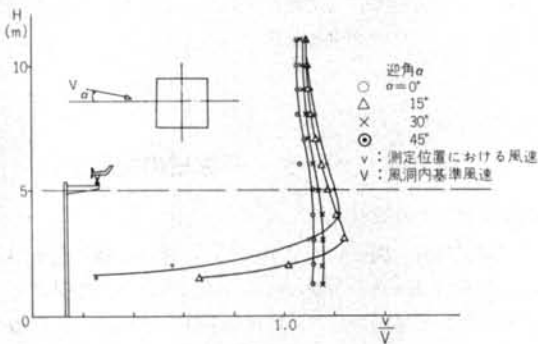
昭和42年1月に行なわれた強制振動試験の結果³⁾より求めた同研究塔の構造的な振動時性を表一に示す。

	共振周期	減衰常数
曲げ1次	1.72sec.	0.0065
" 2次	0.39	0.019
振り1次	0.75	0.013
" 2次	0.24	0.028

表一

2.3 風向風速計

頂部屋根上の中央ポール（高さ5 m）にプロペラ型風向風速計を取り付けた。図一2に風洞実験による塔頂部の風速分布を示す。風速計は一応乱流境界層外に位置している。



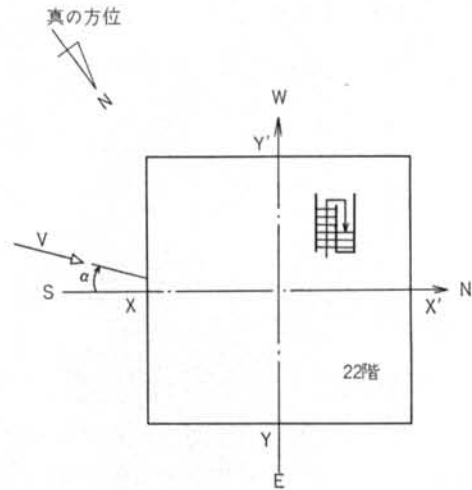
図一2 塔頂部の風速分布

風向の方位は図一3に示すように、 $X-X'$ 、 $Y-Y'$ 方向に $S-N$ 、 $E-W$ を設定している。そのため真の方位とはかなりずれている。なお、本文で用いた方位の用語は図一3に示す $X-X'$ 、 $Y-Y'$ 方向を基準としたものであることをことわっておく。同図の V は風速のベクトルを示し、 α は風速ベクトル V と塔の風方向（ $X-X'$ 方向）の辺とのなす角度で迎角と呼ぶ。

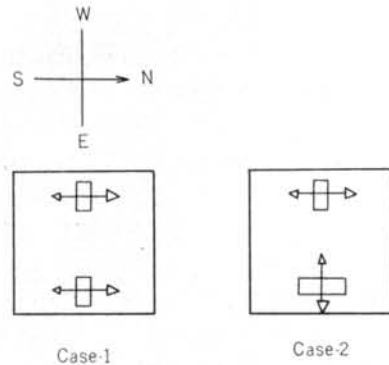
このたび用いた風向風速計の完全追従限界周期は2~4 sec.である。

2.4 振動計測方法

振動計測は塔頂部（22階）の測定に重点をおいた。振動検出の配置は図一4に示すようにCase-1、Case-2の2通り行なった。Case-1は振り振動、Case-2は塔の



図一3 風向風速計の方位



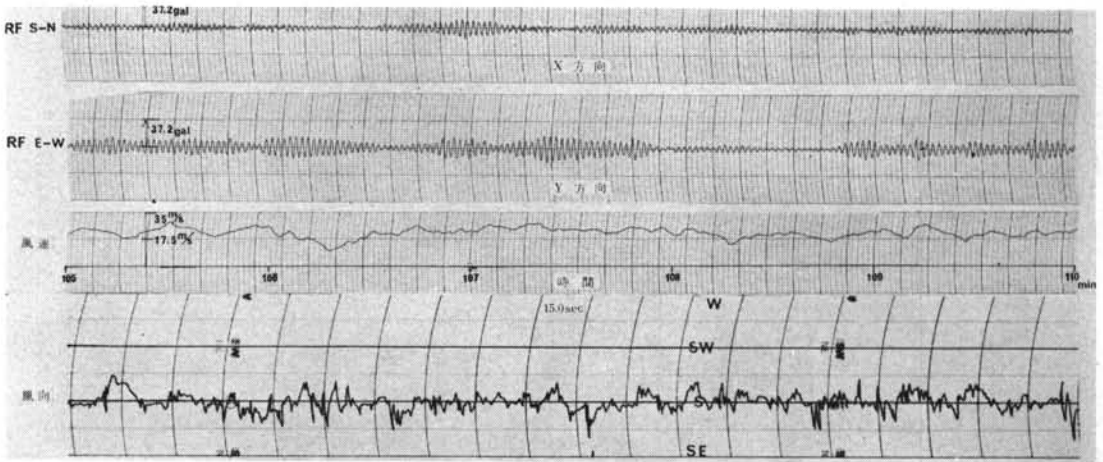
図一4 振動検出器配置

$X-X'$ 、 $Y-Y'$ 方向の直角2成分を検出する配置である。振動検出器は加速度計（共和電業 Type120A-05 E）を用いた。

§ 3. 実測記録

以下実測記録を抜粋して示す。上段の2つは塔の振動 $X-X'$ （ $S-N$ 方向）、および $Y-Y'$ （ $E-W$ 方向）、下段の2つはそれぞれ風速、風向を示す。振動振幅は加速度（gal）で表示されている。時間送りは75mm/min.である。

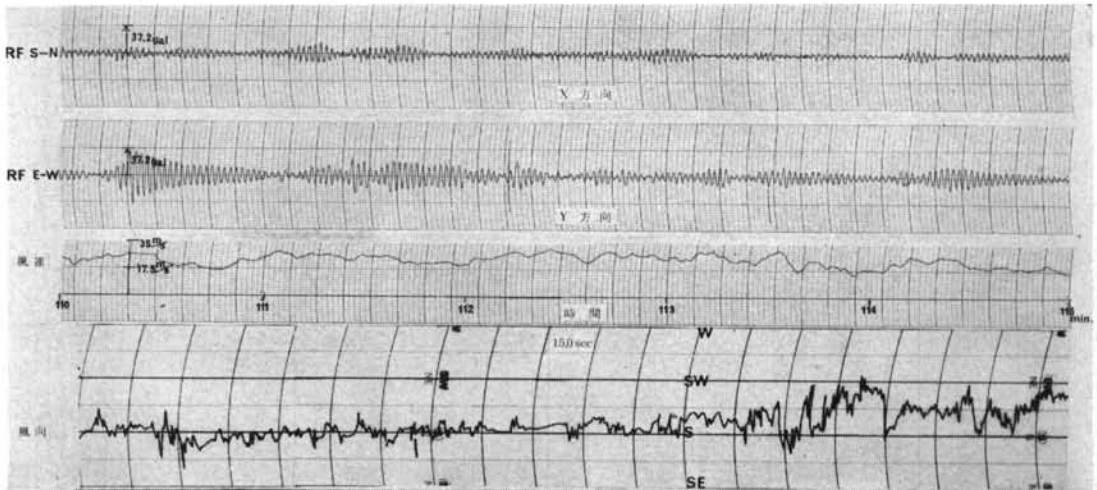
3.1 風がほぼ $X-X'$ ($S-N$ 方向) から吹いた時の強風 時における塔の動的挙動



図—5

塔にあたる風の迎角と風速の変化が塔の振動に大きな影響を与えていることに注目されたい。

図—3において、 $X-X'$ ($S-N$ 方向) を迎角が 0° として、 Y' 、および Y 方向に $+$ を考えると、迎角が $\pm 5^\circ$ 以内の状態が $5T$ (T : 曲げ1次固有周期) 程度の時間続き、その間、風速の変動が少ない条件が整うと、風直角方向 ($Y-Y'$ 方向) の振動には次のような挙動がみられる。すなわち、(1) ほぼ定常的な一定振幅を持続する場合と、(2) ある極大値を持つ振幅に育つ場合がみられる。一方、風方向 ($X-X'$ 方向) の振動は穏やかである。 $X-X'$ 、 $Y-Y'$ 方向の振動周期はそれぞれ $1.60 \sim 1.71 \text{sec}$ 、 $1.65 \sim 1.77 \text{sec}$ で必ずしも塔の曲げ1次固有周期とは一致していない。 $X-X'$ 方向の振動には時々振り1次振動が混入する。



図—6

風直角方向 ($Y-Y'$ 方向) で最大加速度 36.3gal (変位 $\delta = 2.66 \text{cm}$) を記録した時である。振幅はほぼ $3T$ の時間で急速に増大している。育った振動は、はじめ $5T$ 程度の時間、空気力のコントロールを受けているが、風の条件が $8T$ 程度の時間しか持続しないため、その後振動は減衰してしまい、その振幅減衰比は塔の構造減衰常数にほぼ一致している。

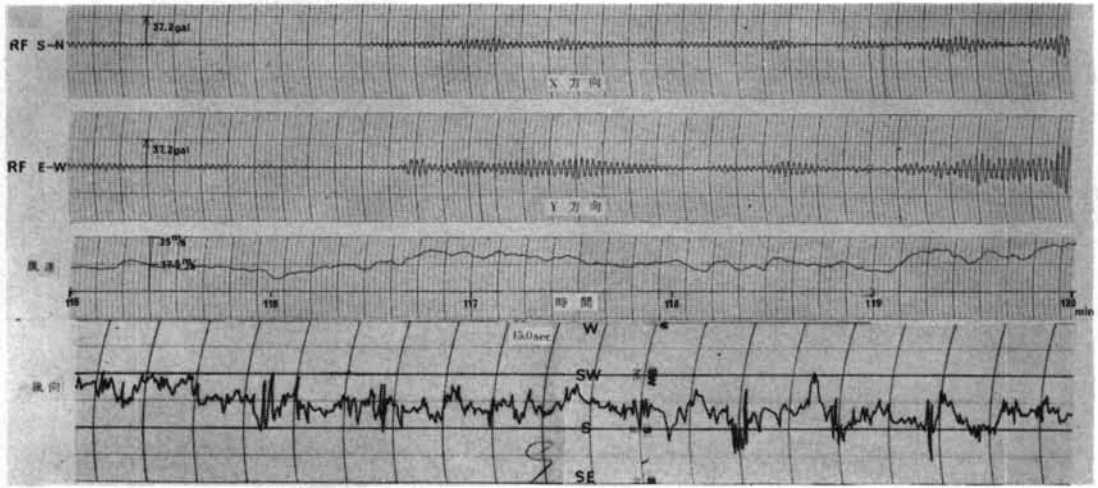


図-7

迎角が 20° 近くなると塔の振動は風方向($X-X'$ 方向), 風直角方向($Y-Y'$ 方向)とも風速の変動と密接な相関関係を示す。

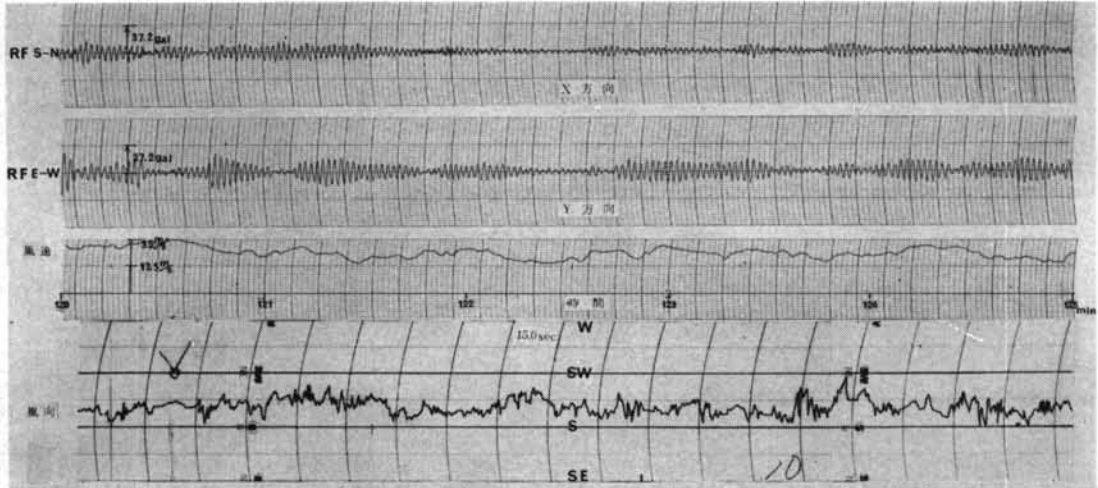


図-8

最大風速 35m/s を示した時である。迎角が 15° 以上になっている。風の変動が激しい時で、風方向($X-X'$ 方向), 風直角方向($Y-Y'$ 方向)とも、風速の変動と密接な相関関係を示す。

3.2 風がほぼ塔の対角線方向 $X-Y'$ (SW方向) から吹いた時の塔の動的挙動

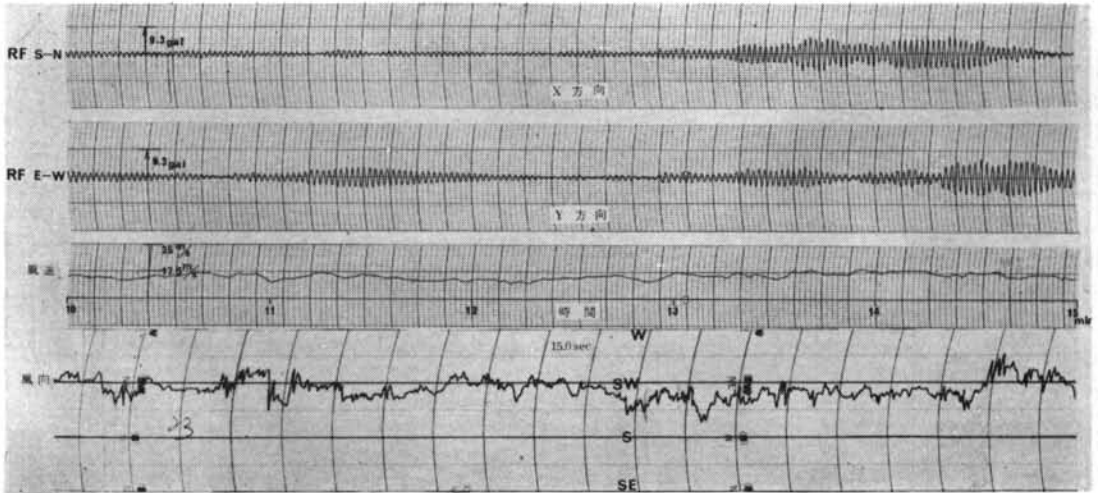


図-9

風が塔の対角線方向から吹いている時、風方向($X-X'$ 方向)、および風直角方向($Y-Y'$ 方向)の振動振幅はほぼ同程度であり、塔は楕円状の運動をしている。

3.3 風がほぼ $Y'-Y$ (W方向) から吹いた時の塔の動的挙動

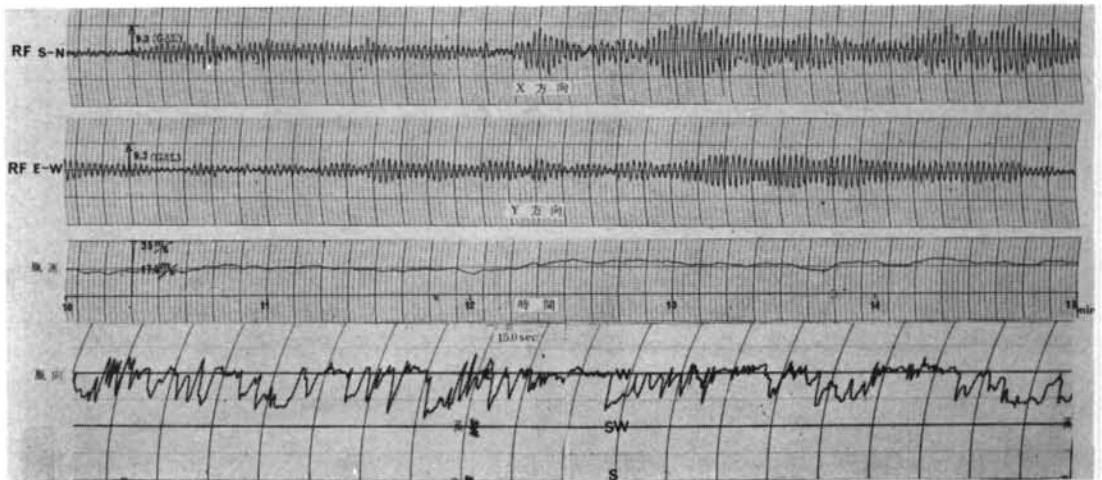


図-10

風が $Y'-Y$ (W方向)から吹いた時、風直角方向($X-X'$ 方向)の振動が風方向($Y'-Y$ 方向)よりも優勢となる。

§ 4. 実測資料の考察

4.1 風の特性

このたびの実測で、長時間連続に風の測定ができたので、強風時における風速変動の分析を行なってみた。

いま、風速の記録を $f(t)$ とおくと、その自己相関関数 $R(\tau)$ は

$$R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) \cdot f(t+\tau) dt \quad \dots(1)$$

一方、 $R(\tau)$ とパワースペクトル $P(\omega)$ とはフーリエ変換の相反性より次の関係をもつ。

$$P(\omega) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} R(\tau) \cos \omega \tau d\tau \quad \dots(2)$$

$$R(\tau) = \int_0^{\infty} P(\omega) \cos \omega \tau d\omega \quad \dots(3)$$

これらの計算式より求めた風速の自己相関関数、およびパワースペクトルを各風速波形とともに、図-11、12に示す。

自己相関関数には時に卓越した変動周期はみられず、風速が不規則に変動する乱流であることを示している。

また、パワースペクトルについては、従来変動風速に関して多くの実験式⁵⁾や、気象学者等による測定結果があるが、それらの結果とほぼ一致している。

すなわち、パワースペクトルの値 P と変動周期 T の間には、(4)式に示す関係があるが、解析結果は周期 T が200sec.以下でこの関係を良く示している。

図-12における点線は $T^{3/3}$ の傾きを示している。

$$P \propto T^{3/3} \quad \dots(4)$$

なお、風速の数値化に当っては、最大風速を記録した時点を中心に、その前後各々4,000sec.をとった。

4.2 風速の変動と塔の動的挙動の相関性

このたびは塔の動的挙動と風速の変動との密接な関係を個々の特異な現象よりも、長時間にわたる全体的な現象として求めることにした。

その意味で、塔の挙動と風速変動の相互相関関数を求めた。

相互相関関数 $c(\tau)$ については、風速の記録を $f(t)$ 塔の挙動の記録を $g(t)$ とすると

$$c(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) \cdot g(t+\tau) d\tau \quad \dots(5)$$

で示される。

なお、塔の動的挙動としては、塔の振動記録を数値的にピーク値整流したものをを用いた。

解析に用いた風速、塔の挙動、および相互相関関数を図-13(1)~(3)に示す。

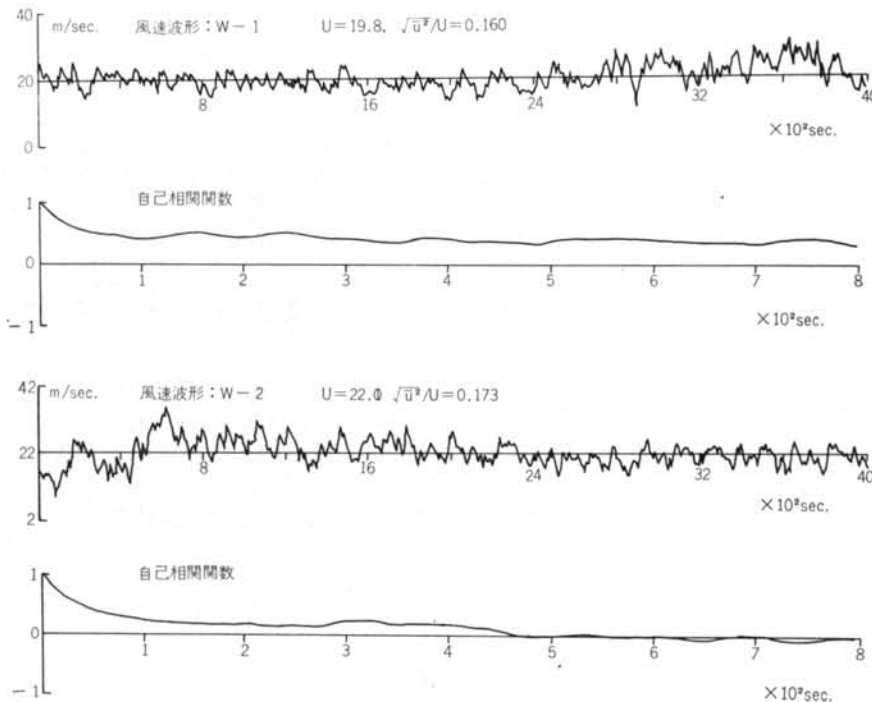


図-11

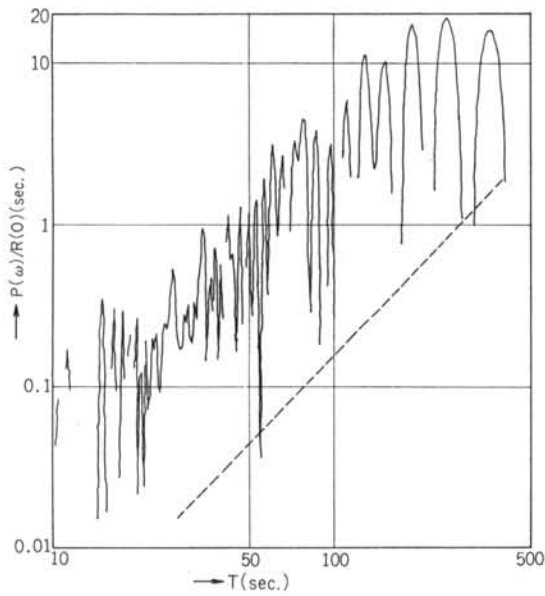


図-12(1) 風速波形: W-1 のパワースペクトル

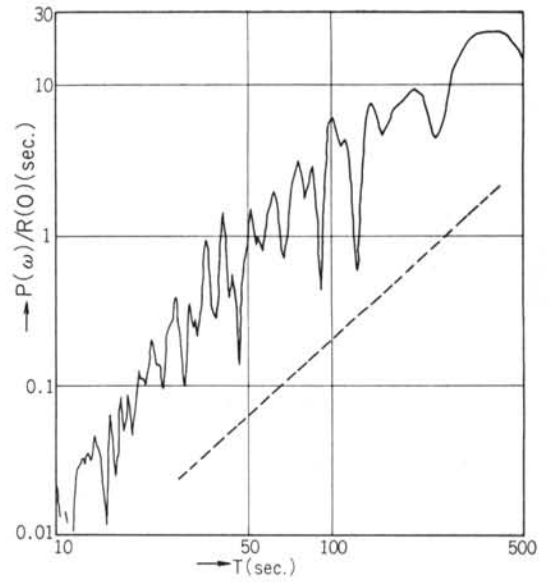


図-12(2) 風速波形: W-2 のパワースペクトル

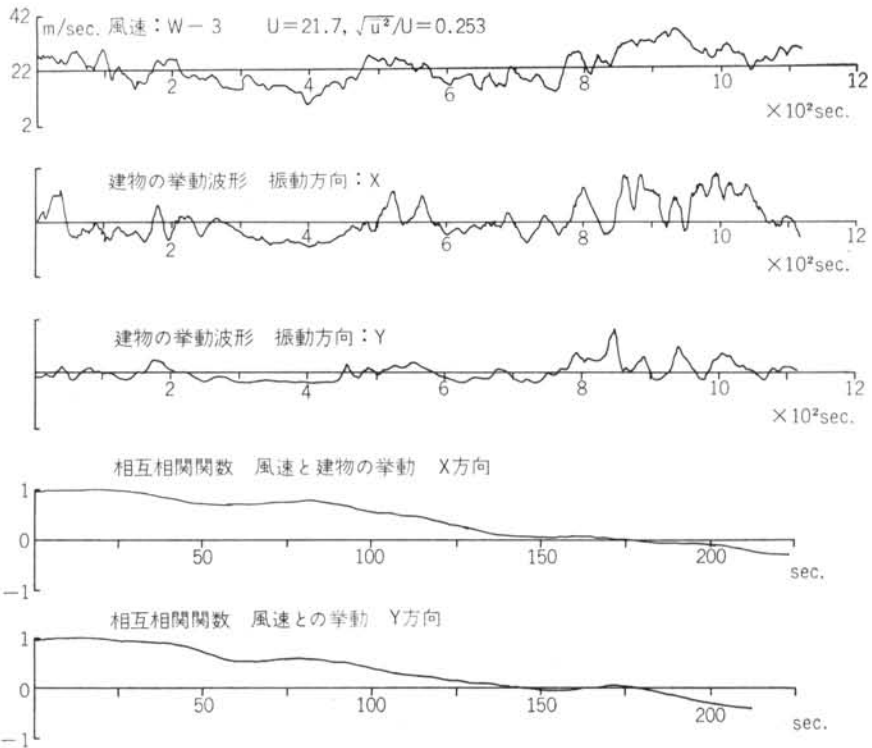


図-13(1)

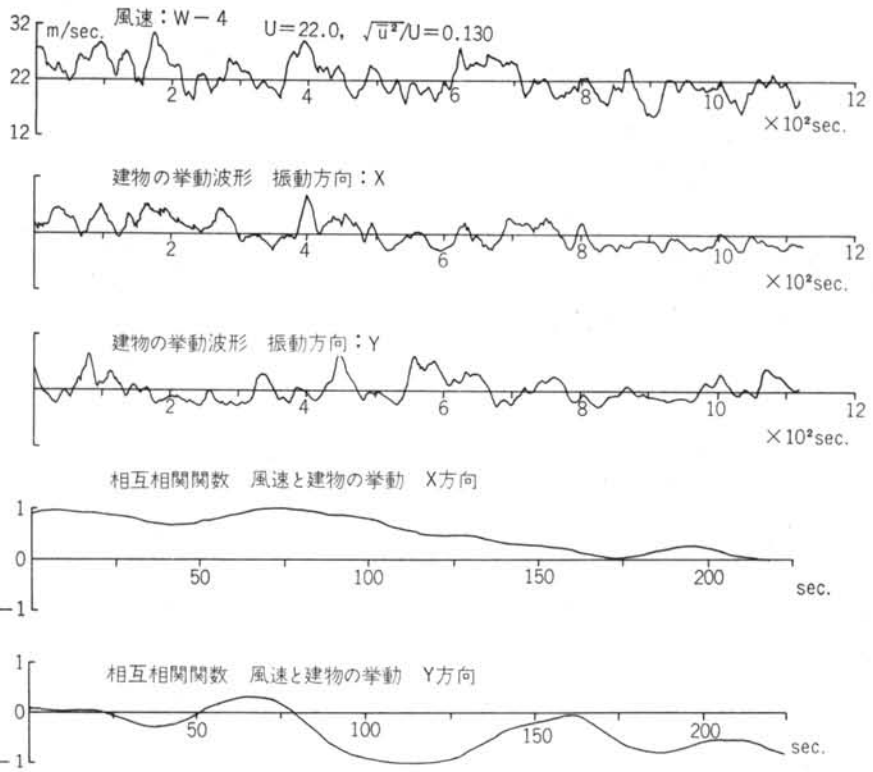


図-13(2)

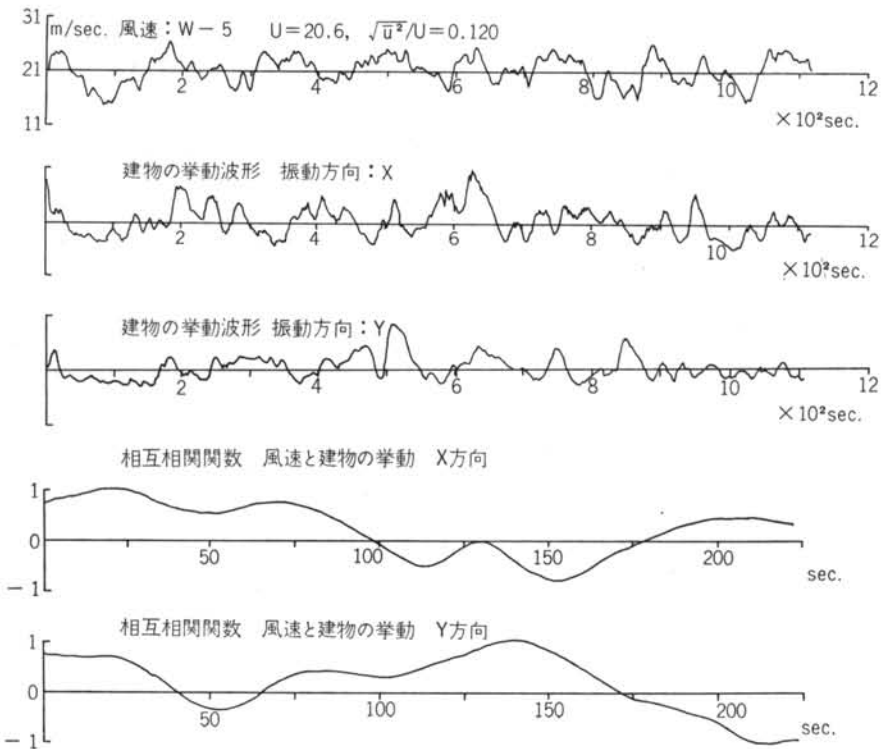


図-13(3)

図-13(1)~(3)に示した相互相関関数の値は、その中の最大値の絶対値で基準化したものである。図に示される通り、相互相関関数は0~20sec.の付近でほとんど変化せず1に近い値を示している。このことは風速の変動と塔の挙動とが密接に関係していることを物語っており、また風による塔の応答にはこの程度の時間遅れがあることを示している。また、風方向(X-X'方向)の相関関数が風直角方向(Y-Y'方向)のそれに比べて時間とともになだらかに下がっていることは、風方向の相関性がより強いことを示している。

図-13(2)に示すように風速と塔のY-Y'方向の挙動との相関関数が、他と比べて極端に小さいことがある。これは風と塔の挙動との間に複雑な関係をもつ自励現象の影響と思われる。

図-13(1)ではX-X'方向、Y-Y'方向とも、その相関関数がなだらかに下がっている。最高風速を記録した時で、風向、風速の変動が激しいところである。また、300sec.前後の長周期のうねりが風速変動、および塔の挙動に目立っている。

風速と塔の挙動について各々のパワースペクトルの結果を図-14に示す。これより塔の挙動の周波数特性は、ほぼ風速変動のそれと一致しており、塔の挙動が風速の変動と非常に密接な関係を持っていることがわかる。

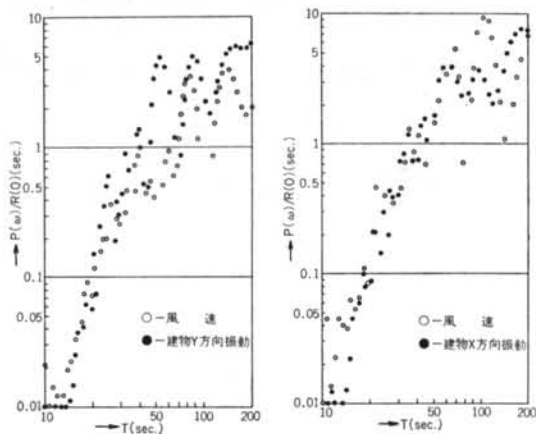


図-14 風速と建物のパワースペクトル

4.3 角型断面柱の気流中の振動性状

角型断面性の風洞実験結果¹⁾からある程度わかってきた振動性状を要約すると、次のようになる。

(1) 角柱はある風速でその風下側に生ずるKármán渦によって強制振動を受ける。渦の単位時間に発生する頻度が、角柱の曲げ固有周期に近かづくとき共振現象を起こす。

Kármán渦の振動数は次のStrouhal数で無次元化される。

$$\text{Strouhal数} = \frac{f \cdot D}{V} \quad (\text{以下 } S_t \text{ 数と記す})$$

ここに、 f は振動数(H_z)、 D は角柱の代表する長さ(m)、 V は風速(m/s)を示す。

風洞実験結果より正方形断面の角柱の S_t 数はほぼ0.16である。

このような強制振動的なものは、Aeolian振動と呼ばれている。ここで、何かが起ころうとする風速を V_c とすると、

$$V_c = \frac{f \cdot D}{S_t} \quad \dots(6)$$

となる。

(2) 角柱では隅角部で気流が剥離してしまい、風下側の気流が乱される範囲が大きい。さらに角柱が気流の中で振動した場合、後方の気流が激しく脈動することがある。ひとたび振動が始まると渦の発生を角柱の運動が規制し、さらに、この渦が角柱のまわりの流れに影響をおよぼす。すなわち自励振動的である。

曲げ1自由度を与えられた正方形断面柱の気流中における振動性状を図-15に示す。図中のC曲線はリミットサイクル(limit cycle)と呼ばれる。(詳細は文献1, 2を参照)

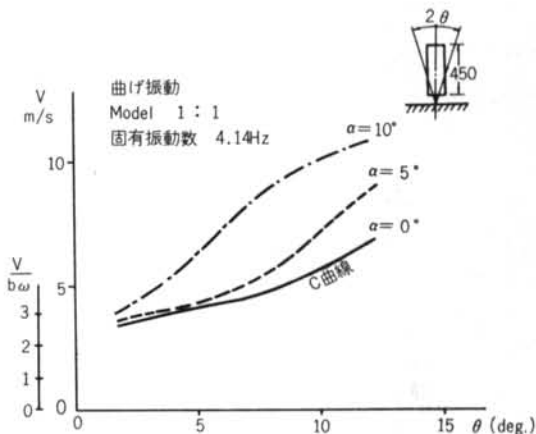


図-15

このような振動現象はフラッター(flutter)と呼ばれ、角柱の場合周囲の気流が剥離流であるので、剥離流フラッター(stall flutter)と呼ばれる。特に1自由度の曲げフラッターはgallopingと呼ばれる。

$V/b\omega$ は無次元風速を示すもので、 V は風速(m/s)、

ω は構造物の角振動数(1/s), b は風方向の構造物の奥行の $1/2$ (m)である。実験結果より, 迎角 $\alpha=0^\circ$, 曲げ角度 $\theta=0^\circ$ で何かが起ころうとする限界風速 V_c は $V/b\omega \approx 2.0$ で与えられる。

すなわち,

$$V_c = 2.0 \times b\omega \quad \dots(7)$$

となる。迎角 α を変化させた場合 0° の場合が最も不利となり, 迎角が 10° 程度になると, この現象はかなり起こりにくくなる。さらに構造減衰に比例してフラッター限界風速は上がる。また, 角柱の重量を増しても図-15のリミットサイクルC曲線は変化しない。

以上のような実験結果を, 実物の建物の設計に応用する段階にはまだ程遠いが, 構造物の空力学的な不安定現象の防止対策としては, その外形の空力学的改良, 剛性の増加, 構造減衰の増加等が挙げられる。

4.4 実測結果の概要

実測結果では風と振動との関係は極めて複雑である。自然風の乱れ, すなわち風向と風速の変動が著しい。

しかし, 自然風中の塔の振動性状には, 極めて大雑把なわかり方ではあるが, 次のような性質がわかる。

(1) 塔は相当広範囲の風速領域にわたって, 風方向, 風直角方向とも, 塔の曲げ1次固有周期の近傍で振動する。振り1次振動は低いレベル(3.72gal)以下で混入する程度である。

(2) 風直角方向の振動は迎角が $\pm 5^\circ$ 以内で, そのうえ風速の変動が少ない条件が整うと, ある一定振幅, また

は極大値に育つ。その時は, 風方向の振動に比べて圧倒的に優勢である。この振動を生ずるに至る風の評価時間は, 急激な場合は $3T$ (T :塔の曲げ1次固有周期)程度の時間で, 多くは $5T \sim 7T$ 程度の時間である。大振幅に育った振動は $5T$ 程度の時間, 空気力のコントロールを受けているが, それを継続するのに必要な高い風速が, $8T$ 程度の時間で変動してしまうので, やがては減衰してしまう。比較的小振幅の場合は, $10T \sim 25T$ の時間, その振動を継続する。

(3) 風速変動の塔の動的振動への影響は, 風直角, 風方向とも迎角が 10° 以上になると顕著になる。

(4) 風がほぼ $X-X'(S-N$ 方向)から吹いた時の3.1の記録より, 風速と振動との関係を調べた結果を図-16に示す。

プロットした振幅は, ほぼ定常的な一定振幅, または極大値である。すなわち, 4.3で述べたリミットサイクルに近い状態を示す。風直角方向($Y-Y'$ 方向)の振動は, 風速が $26 \sim 31$ m/sの範囲で振幅が著しく大きくなり, 最大加速度振幅36.3gal(変位 $\delta = 2.66$ cm)を生じている。塔全体の高さ H に対する変位 δ の比は $\delta/H \approx 1/2.838$ である。

風速が 31 m/sを越えると, 風の変動の激しさもあって振幅は増大しない。

風方向の振動は, 風速が増すにつれ単調増加の傾向がある。

(5) 約8mの正方形断面をしたこの塔に, 何かが起ころうとする風速 V_c を求めると²⁾, 4.3の6式より

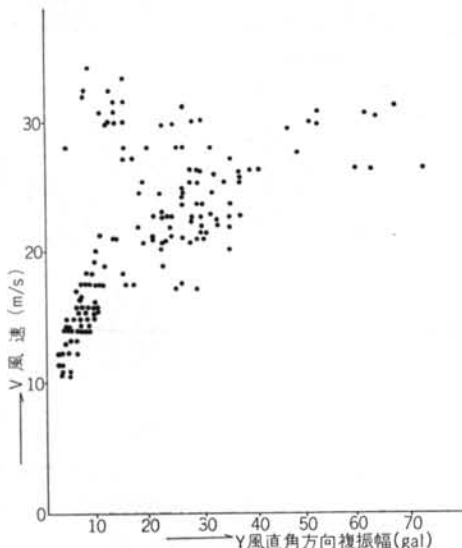


図-16(1)

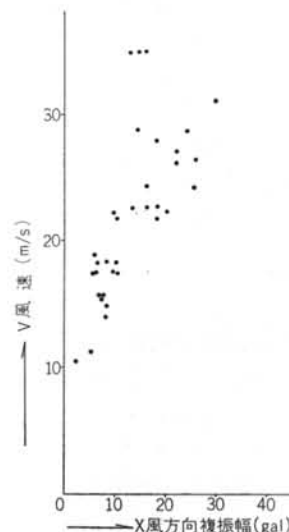


図-16(2)

$$V_c = \frac{fD}{S_t} = \frac{D}{T \cdot S_t} = \frac{8}{1.72 \times 0.16} = 28.8(\text{m/s})$$

(7)式より

$$V_c = 2.0 \times bw = 2 \times \frac{2\pi}{1.72} \times 4 = 29.3(\text{m/s})$$

となり V_c は約 29m/s である。

実測結果においても、風速 29m/s をはさむ風速領域で、塔の振動に何かが起きていることは大変興味深いことである。なおいっそうの実測資料の蓄積が望まれる次第である。

§ 5. 問題点

自然風中における構造物の動的挙動は、その実測資料の蓄積が始まったばかりで、現象の説明もまだ不十分である。まして定量的にはほとんど把握されていない。

そのため、耐風設計にすぐさま実測結果を利用するにはまだ程遠い。今後、実物について実測資料の蓄積に努めるとともに、相似の模型を用いた風洞実験によって、その振動性状を究明する必要がある。

このたび、塔頂部で最大変位 2.66cm の振動が記録された。この変形は塔全体の高さに対しては約 $1/2,338$ で、振

動モード³⁾より最大層間変形を推定すると約 $1/1,316$ であり構造上はまだ問題とならない。しかし、風速がさらに上がり、塔にとって最も不利なフラッター条件が整った場合、どこまで振幅が育つかは未知である。また、上記の振動振幅でも人間の感覚に強く感じられ、ましてや建物の中にいるという意識がある場合は、非常に不安を覚えるものである。

塔の $1/150$ の模型実験の場合、塔の横幅を基準長とすると、 R_e 数はほぼ 1.1×10^5 であり、実際の塔では 1.6×10^7 である。一般の高層建物の R_e 数は同塔の 8~10 倍である。このたび R_e 数が 2 桁も異なる模型実験でみられた振動性状が、自然風中における実際の塔にもみられたことは、同塔における振動性状の研究が、模型実験より一般の高層建物のそれを推定する場合のよき橋渡しとなるといえよう。

謝 辞

本研究において終始貴重な助言をいただいた、東京大学鷺津久一郎教授ならびにその研究室の富沢治利、吉田光治両氏、および当研究所の大築志夫所長、ならびに山原浩研究員に未筆ながら深い感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 鷺津久一郎、大築志夫：“箱型建物模型のフラッター風洞実験” 鋼構造物の耐風設計講習会テキスト No. 8
- 2) 大築志夫：“角型断面柱の気流中の振動について” 清水建設研究情報 No. 1
- 3) 清水建設研究所：“日立エレベーター研究塔振動試験結果報告書” 昭和42年3月
- 4) 牧野 稔、中原満雄、小室紘和：“強風時における高層建築物の風応答” 日本建築学会論文報告集号外 昭和42年10月
- 5) “本州四国連絡橋技術調査第1次報告書”
- 6) 石崎澄雄、川村純夫：“風による煙突の振動についての考察” 日本建築学会論文報告集第69号 昭和36年10月
- 7) Wind Effects on Buildings and Structures; International Research Seminar, Ottawa, Canada, 11—15 Sept. 1967
- 8) A. G. Davenport: “The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings”

