

構造物の確率論的耐風安全性評価における風荷重の問題とその考察

大阪大学工学部 小松 定夫
大阪大学大学院 〇中山 隆弘

1. まえがき

構造解析及び施工技術の進歩に伴い、構造物が長文化、高層化し、それと共に、今後耐風安全性に対する要求がますます高まってゆくことは、当然予想されるところである。特にわが国では、毎年必ずといっていいほど、大型の台風に見舞われ、耐風安全性の面において、非常に不利な状況下に置かれていることは否めない。したがって、風荷重を適切に評価すること、諸外国に比べ、より以上に困難であると言わざるを得ない。地域によっては、むしろ冬季の季節風の方を重要視しなければならぬ場合もあるが、一般的には、台風の性状を確実に把握し、台風に対する安全性の評価法を確立してゆくことが、まず必要であらう。

周知の通り、台風の構造は非常に複雑で、現行のように、風荷重を静的な荷重として取扱う方法では、構造物の安全性を完全に保障できないおそれがあるように思われる。1つの方法として、台風

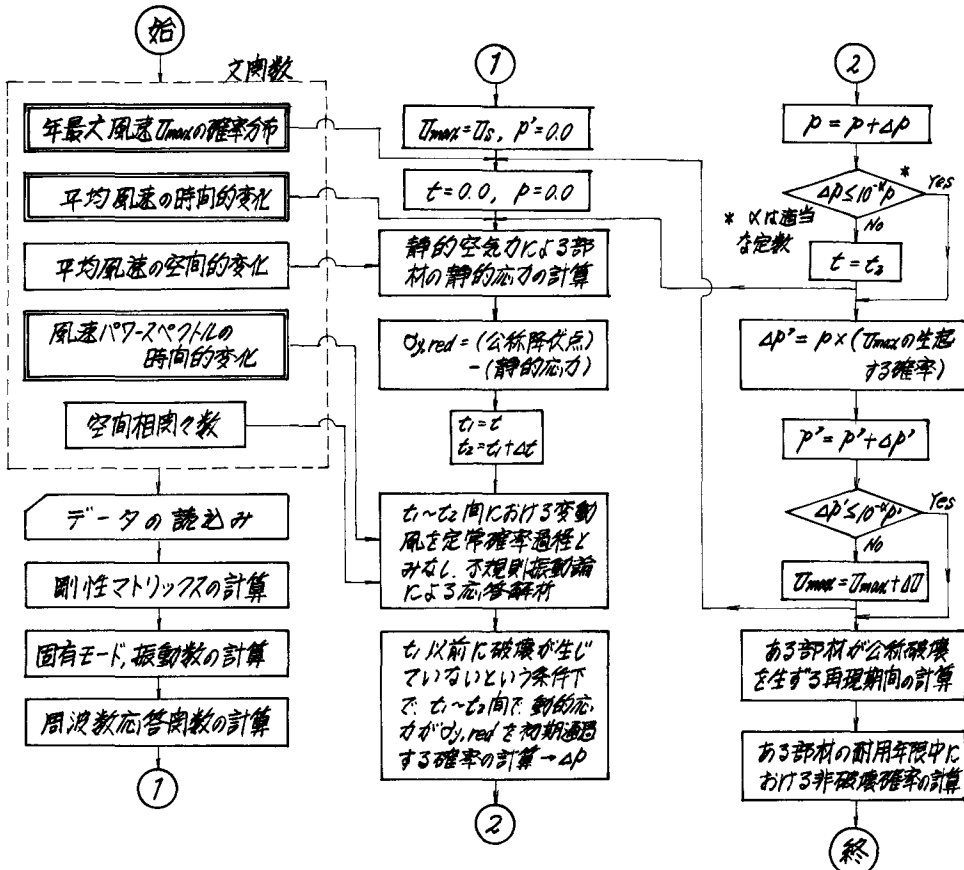


図-1 構造物の確率論的耐風安全性評価法のフローチャート

のような変動風を確率過程として扱い、安全性の評価をしてゆく方法が今までに提案されているが、風荷重の定性的あるいは定量的なとうえ方に、問題が残されていると考える。そこで今回は、変動風によって不規則強制振動を呈する構造物の耐風安全性を確率論的に評価するためには、いかに風荷重をとうえてゆくのが妥当であるかを検討するための、2, 3の資料をまとめてみた。それらが、耐風安全性評価のどの部分に位置するのかを明らかにするために、図-1に、構造物の耐用年限中における非破壊確率を計算するための簡単なフローチャートを示した。その中で2重の枠で囲んだ部分が、今回の考察の対象となる事項である。これら、年最大風速(10分間平均)の確率分布、台風通過時の10分間平均風速の時間的变化、及び、台風通過時の風速のパワースペクトルの時間的变化は確率論的耐風安全性評価の過程において、欠くことのできない基本要素である。もちろん、これらは、単に静的な設計に対する風荷重を決定する場合にも、データとして利用できるものである。

2. 年最大風速(10分間平均)の確率分布

図-1のフローチャートに示したように、耐用年限中における構造物の非破壊確率を求めるためには、どうしても構造物建設地の年最大風速の確率分布を知る必要がある。今まで、例えば本州四国連絡橋の耐風設計指針¹⁾等によれば、Fisher-Tippett (Gumbel) 分布が、年最大風速の確率分布によく適合するとの報告がなされている。しかしながら、Thom²⁾は、アメリカ合衆国における観測データを基に検定し、Fréchet 分布が実測データによく合うとの結果を得ている。Gumbel³⁾が「この種のデータが両者いずれの分布によく適合するかは、経験によって判断するしかない。」と述べているが、事実データを横重ねて、できるだけ信頼度の高い分布型を選定する以外に、年最大風速の確率分布を決定する妥当な方法はないであろう。そこで今回は、1925年から1971年にわたり、各地の測候所で観測された年最大風速の確率分布が、両分布のいずれによく適合するかを検討してみた。

周知の通り、Fisher-Tippett (Gumbel) 分布は式(1)で、Fréchet 分布は式(2)で表わされる。

$$F(v) = e^{-e^{-A(v-B)}} \quad (1)$$

$$F(v) = e^{-e^{-A(\ln \frac{v}{B})}} \quad (2)$$

式中のA, Bは分布のパラメータである。観測データは1地点当り47個であるが、これを、Thomas-plotによりそれぞれの確率紙にプロットし、もっともデータに適合する直線と、そのときの分布のパラメータ及び、不偏分散を求めた。解析結果を表-1に示し、さらに、両分布であてはめた結果を比較し、分散の小さい方の分布を選び、図-2(a)~(d)に示す。最も適合した確率分布を選ぶことによって、構造物の破壊確率をより正確に評価できるが、いま単に、再現期間を50年としたときの年最大風速の期待値が、両分布によってどのように違ってくるかを考えてみる。結果を同じく表-1に示す。表中のものは、両分布に基づく期待値の比であるが、いずれもほとんど1に近い値を示し、最大の値を示す横浜の場合でも、1.057である。この結果を見る限りでは、いずれの分布型を採用しても、年最大風速の期待値に大差は認められない。しかしながら、ある地点について両分布に基づき構造物の破壊確率を計算した場合、その結果に重大な差異が生ずることがあるの

で注意を要する。この意味で、最適な分布型を仮定することが大切である。

表-1 年最大風速(10分間平均)の確率分布

	Fisher-Tippet (Gumbel) Distribution						Fréchet Distribution						ξ
	α	β	S	A	B	U_{50}	α	β	S	A	B	U_{50}	
帯広	9.10	-0.592	0.2172	0.592	15.38	22.0	25.96	-9.56	0.3536	9.56	15.12	22.7	1.032
盛岡	11.50	-0.661	0.0524	0.661	17.40	23.3	35.09	-12.32	0.0970	12.32	17.27	23.7	1.017
山形	5.13	-0.424	0.0658	0.424	12.09	21.3	16.23	-6.53	0.0476	6.53	12.02	21.8	1.023
小名浜	8.63	-0.479	0.0762	0.479	18.03	26.2	26.89	-9.35	0.1485	9.35	17.77	26.9	1.027
相川	9.96	-0.434	0.1028	0.434	22.95	31.9	33.09	-10.60	0.1970	10.60	22.67	32.4	1.016
水戸	5.24	-0.308	0.0431	0.308	17.03	29.7	17.88	-6.34	0.0577	6.34	16.74	31.0	1.043
横浜	4.95	-0.239	0.0319	0.239	20.76	37.0	17.87	-5.94	0.0853	5.94	20.26	39.1	1.057
名古屋	3.52	-0.209	0.1370	0.209	16.84	35.5	14.77	-5.20	0.0381	5.20	17.08	36.2	1.020
岐阜	3.55	-0.231	0.0533	0.231	15.40	32.3	13.04	-4.80	0.0248	4.80	15.11	34.1	1.056
下関	6.87	-0.318	0.0470	0.318	21.60	33.9	24.09	-7.88	0.0892	7.88	21.30	34.9	1.029
潮岬	7.34	-0.323	0.0505	0.323	22.70	34.8	25.35	-8.16	0.1023	8.16	22.32	36.1	1.037
松山	4.81	-0.335	0.0580	0.335	14.35	26.0	16.04	-6.05	0.0388	6.05	14.16	27.0	1.038
佐賀	2.35	-0.169	0.1427	0.169	13.97	37.0	10.36	-3.90	0.0372	3.90	14.20	38.7	1.046

α, β : 直線のパラメーター, A, B : 確率分布関数のパラメーター
 S : 不偏分散, U_{50} : 再現期間50年における年最大風速の期待値 (m/sec)
 ξ : 両分布により求めた U_{50} の比

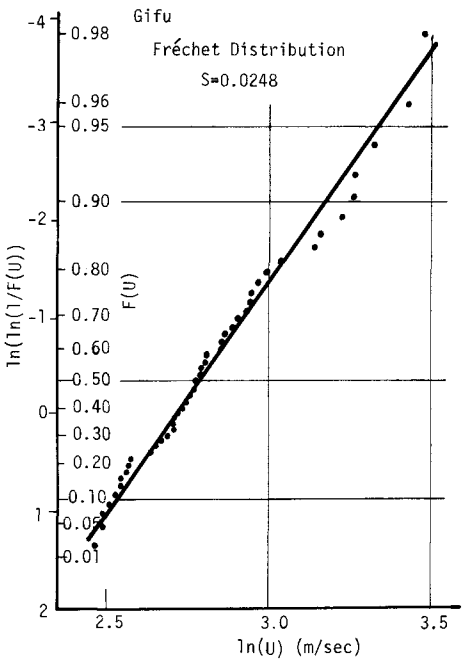
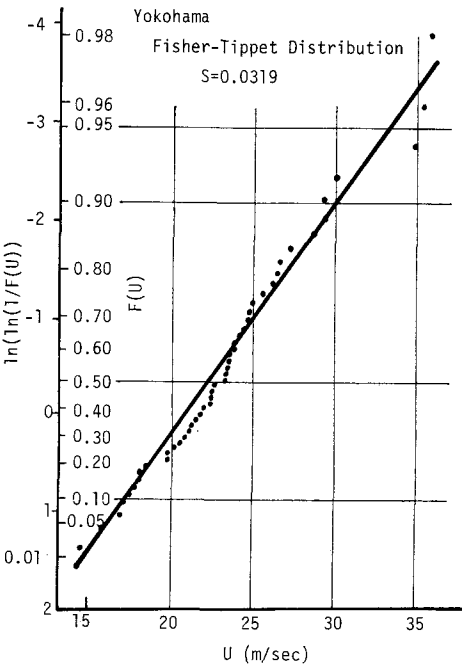


図-2 年最大風速(10分間平均)の確率分布

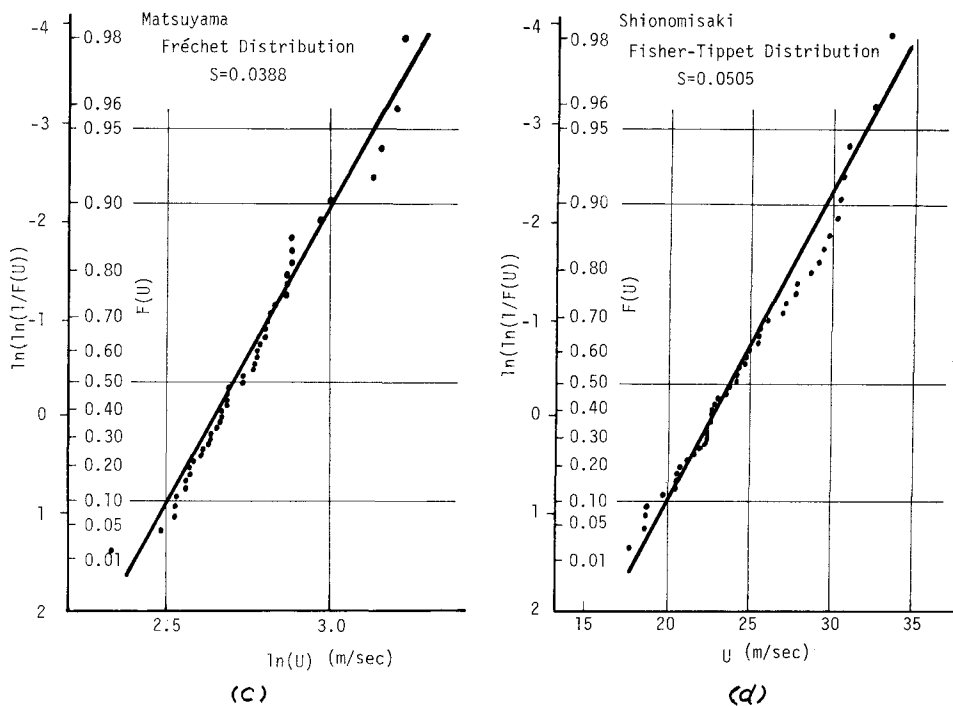


図-2 年最大風速(10分間平均)の確率分布

3. 台風通過時における10分間平均風速の時間的变化

Davenport⁴⁾は、ある仮定した継続時間の間、平均風速が一定であると仮定して、吊橋の耐風安全性を確率論的立場から検討した。すなわち暴風を完全な定常確率過程と仮定した訳であるが、図-3に示す台風6523号の舞子における観測記録から明らかなように、台風の場合、平均風速は緩慢ではあるが、時間的に変化している。したがって平均風速を一定であるとして解析するのは適当でないと考える。そのため著者の1人は⁵⁾、台風が通過する際の平均風速の時間的变化を定量的に知る必要があることを指摘し、将来の問題として提起した。幸い今回、建設省により観測された台風6523号の舞子における風速記録を得ることができたので、10分間平均風速の時間的变化を時間の関数として定量的に表わすことを試みた。

過去に経験した8回の観測記録を参考にし、指数タイアの関数を採用した。平均風速がピークとなる時間を時間軸の原点にとり、 $t=0$ の前後10分間は、1分毎の10分間平均風速を、それ以外の区間では、10分毎の10分間平均風速を計算した。観測データは、3桁型

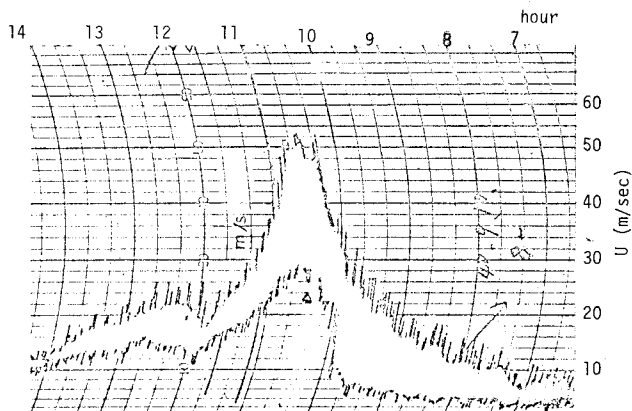


図-3 舞子における台風6523号の観測記録
(昭和40年9月10日)

風速計により、5層にわたり記録されているが、解析したデータは高度80.0mにおけるものである。関数に含まれるパラメータは最小二乗法によって計算した。結果を式(3)と、図-4に示す。

$$\begin{aligned} U(t) &= U_{\max} e^{-0.0011t^2} \quad (|t| \leq 10 \text{ min}) \\ &= 0.975 U_{\max} e^{-0.011|t|} \quad (|t| > 10 \text{ min}) \end{aligned} \quad (3)$$

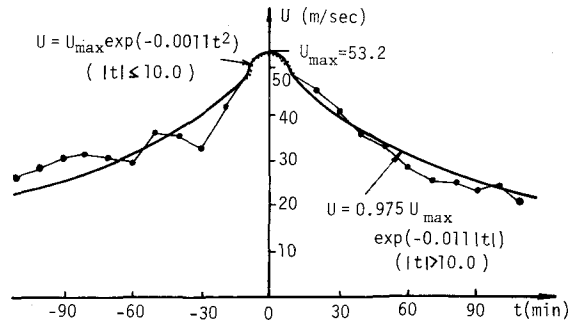


図-4 台風6523年における10分間平均風速の時間的变化(釜木, 昭和40年9月10日)

式中 $U_{\max}$ は観測記録中の10分間平均風速の最大値を示す。結果を見ると風速の上昇過程で

採用した関数が実測データを下回り、明らかにこの結果を用い、構造物の破壊確率を計算すると実際より小さくなるが、このあたりの部分が破壊確率に及ぼす影響はピーク前後に比べ非常に小さいものと予想され、あまり問題ないと考ええる。今後の構造物の確率論的耐風安全性評価にあたり、台風通過時における10分間平均風速の変化状態を表わす1つのモデルとして、式(3)を使用したいと考ええる。

4. 台風通過時における風速のパワースペクトル

変動風の風速パワースペクトルに対する研究は今までに幾多の研究者により行なわれているが、ここでは主として、台風通過時における変動風速のパワースペクトルの時間的变化について考察を進める。

暴風下におけるある継続時間内の構造物の変位の分散は、風速のパワースペクトル、及び、空間相関関数が分かれば、不規則振動論に基づいて計算することができる。したがって、台風通過による構造物の破壊確率の算出には、前述した平均風速の時間的变化を知ると共に、風速のパワースペクトルの時間的变化を知る必要がある。もちろん Davenport によれば、風速のパワースペクトルは地表状態と、地上10mの基準風速のみにより定まるので、スペクトルの時間的变化は平均風速の時間的变化が分かれば決定される訳であるが、前述した台風6523号の観測記録により新たに検討する。

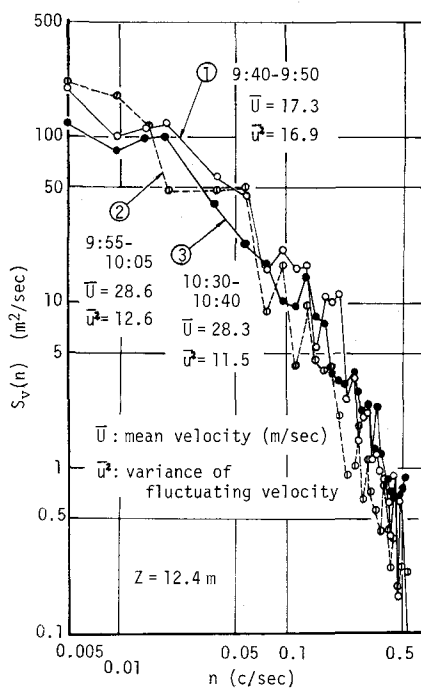
風速の早回し記録は、風速がピークとなる時間を含め、約90分間にわたり採られている(昭和40年9月10日9時40分~11時10分)。観測点は高さ方向の5点で、 $z=12.4\text{ m}$, 19.8 m , 31.5 m , 50.0 m 及び 80.0 m である。観測記録をオシログラムトレーサーにより一度磁気テープに記録し、さらに、A-D変換器によりデジタル化して、Blackman-Tukey の方法によりスペクトル解析を行なった。問題になるのは解析時間であるが、平均風速の表示が10分間の平均により行なわれていること、10分間程度の記録をとれば、十分ではないが、風の定常性をほぼ満足すること、を考慮合わせ、解析には全て10分間のデータを使用した。各層における解析結果を図-5(a)~(f)に示す。

結果を比較検討するとき 周波数特性の時間的变化については次のようなことが言える。するうち、 $z=50\text{ m}$ (図-5(d))の④が低周波の領域でパワーの減少を呈していること、また同じく①、②が高周波領域でパワーの減少が激しいこと、及び $z=80.0\text{ m}$ (図-5(e))の①と②が 0.05 sec 以下でほとんど一定のパワーを保っていることである。その他の高度では共に顕著な傾向は見られ

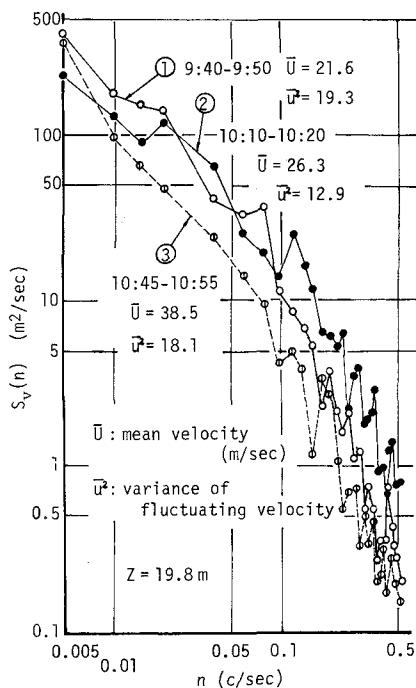
ない。

次に振特性の
時間的変化を分散
 $\bar{u}^2$ で考えてみると、
目立った傾向とし
ては、台風が襲来
してから平均風速
 $\bar{U}$ がピークとなる
間、時間の経過に
対し、各高度で $\bar{u}^2$
の変化状態が異な
ることである。

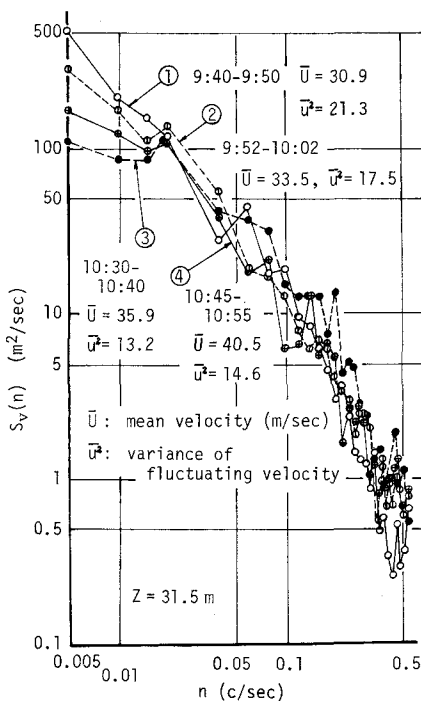
すなわち、 $Z=12.4$
 m (図-5(a)), Z
 $=31.5m$ (図-5(c))
では時間の経過と
共に $\bar{U}$ が減少する
傾向が見られるが、
 $Z=80.0m$ では逆
の傾向がでている。
また、 $Z=19.8m$
(図-5(b)), $Z=$
 $50.0m$ では17分
の傾向が見られな
い。ただし、構
造物の振動に大き
く寄与すると考え
られる比較的高い
周波数の領域を見
ると、各高度共に
平均風速がピーク
となるまでのパワ
ーが、それ以前の
ものよりかなり卓
越していることが
分かる。すなわ



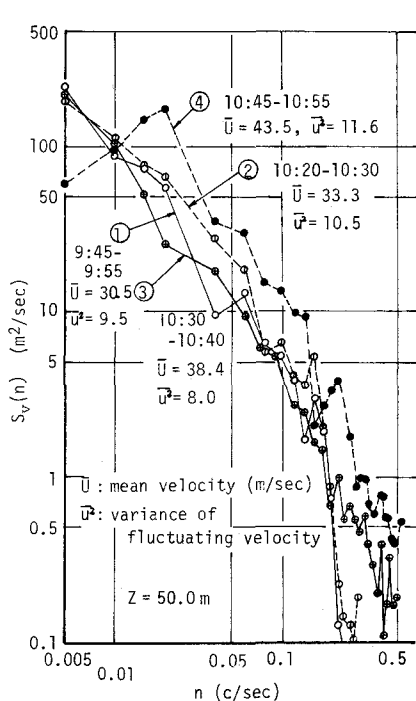
(a)



(b)



(c)



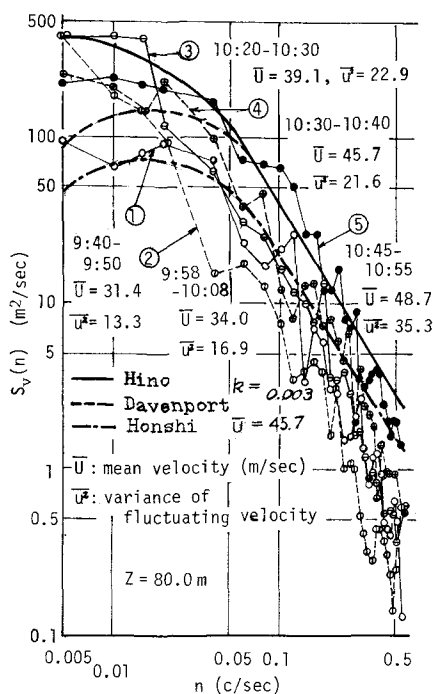
(d)

図-5 台風6523号における風速パワー・スペクトル

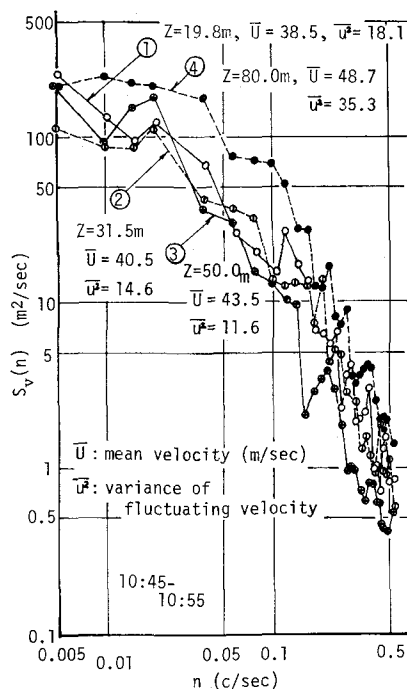
豊水、昭和40年9月10日

す、平均風速がピークとなる時間の前後では、構造物の振動に大きな影響を与える周波数領域での変動風速のパワーも大きくなり、破壊の確率に強い影響を及ぼすと考えられる。

高度によるスペクトルの変化については、図-5(f)に示す結果から、 $Z=80.0m$ におけるパワーが、他の高度のものより、全周波数領域で



(e)



(f)

図-5 台風6523号における風速パワー・スペクトル 重水, 昭和40年9月10日

なり勝っているといえるが、他の高度間においては顕著な差異は見られない。

次に、変動風の風速スペクトルに対する公式 (Davenport, 日野 及び、本四連絡橋耐風設計指針) と解析結果を比較すると、図-5(e)の結果からは、低周波領域では Davenport 及び 日野の式が、高周波領域では、本四連絡橋耐風設計指針で提案されている式が結果とよく適合するようである。

5. 風荷重が確率論的耐風安全性評価における過程で占める位置

以上の諸点の問題が、構造物の耐風安全性評価の過程において、どの部分に位置するかは、まづがきで述べたように、図-1のフロー・チャートに示す通りであるが、以下より具体的に述べる。

耐風安全性の評価は、耐用年限中の構造物の非破壊確率を与えられるが、まず台風通過時の平均風速の最大値を U_{max} とするとき、このような台風が1回通過したときの破壊確率を計算しなければならない。その際、緩慢ではあるが、平均風速が時間と共に変化するので、台風が襲来してから通過し終るまで ($t_s \sim t_e$) を、1つの連続した過程として扱うと非定常な現象を扱うことになる。それに対し、時間のオーダーを短時間にとれば、その間の現象は定常とみなすことができ、取扱いが簡単化される。したがって、短時間内における個々の破壊確率を計算し、その後で、全ての時間領域を考えた破壊確率を算出する方法が、1つの近似的方法として考えられる。

破壊を今、構造物のある1部の応力が公称降伏点を越えるとき生ずるものと仮定すると、 $(\sigma_1 \sim \sigma_n \sim \sigma_{avg})$ 向 (σ_i 区向) における破壊確率の算出にあたっては、まずこの向の応力を計算しなければならない。応力は、静的風圧による静的応力 σ_s と、動的風圧による動的応力 $\sigma_d(t)$ とに分離でき

る。このうち σ_s は、部材の公称降伏点 $\sigma_{y, nomi}$ を見かけ上減少させると考えることができるので、したがって破壊は $\sigma_d(t)$ が見かけ上減少した降伏点 $\sigma_{y, red}$ を初期通過するとき生ずるといえる。平均風速の時間的变化を式(3)のように与えておけば、 $t=0$ とすることにより、オレ区間における平均風速を直ちに計算でき、 σ_s を一般の静的解析で求めれば、 $\sigma_{y, red}(t)$ を算出することができる。したがって残る問題は、オレ区間における $\sigma_d(t)$ の二乗平均(分散)を求めることであるが、風速スペクトルと空間相関関数が分れば、不規則振動論により計算できる。以上の結果、オレ区間における構造物の破壊確率は *first-passage probability* の問題として求めることができる。 P_i を総和したものが $(t_s \sim t_e)$ 間の破壊確率となるが、 P_{max} は年最大風速の確率分布³⁾に従う確率変数であり、 $(P_{max} - 0.5, P_{max} + 0.5)$ に P_{max} が存在する確率 $P_{d,i}$ は、式(1)あるいは式(2)により計算できる。したがって1回の台風通過による構造物の破壊確率 P_d は、 $\sum_i (P_{d,i} \sum_j P_j)$ として与えられる。 P_d が求まれば、耐用年限中における構造物の非破壊確率も簡単に計算することができる。

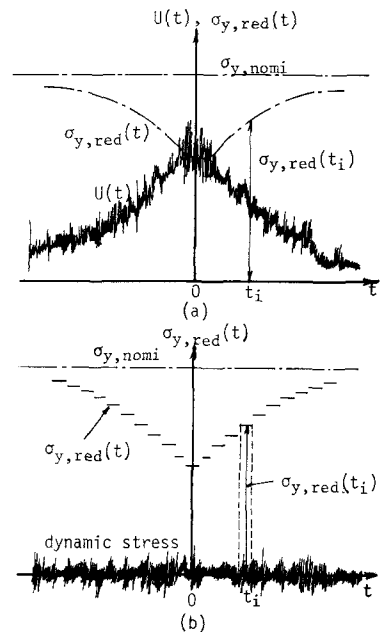


図-6 破壊確率の計算のためのモデル

以上、簡単に構造物の耐風安全性評価の1つの指標となる破壊確率の算出の過程を述べたが、1,2 あるいは3の部分に、今回の考察事項をとり入れてゆきたいと考える。

末尾になるが、貴重な観測資料を提供して頂いた、本州四国連絡橋公団の関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会・本四連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査報告，付属資料1，昭和43年3月
 - 2) H.C.S. Flom : New Distribution of Extreme Winds in the United States, Proc. ASCE, Vol. 94, No. ST7, 1968
 - 3) E.J. Gumbel : Statistics of Extremes, Columbia University Press, 1958
 - 4) A.G. Davenport : Buffetting of a Suspension Bridge by Storm Winds, Proc. ASCE, Vol. 88, No. ST3, 1962
 - 5) 小松定夫：長文吊橋の耐風設計法と安全性について，土木学会論文集才142号，昭和42年6月
 - 6) S.H. Crandall and W.D. Mark : Random Vibration in Mechanical System, Academic Press New York and London, 1963
- 他に 斎藤謙一・井上恵一：10分間平均風速による暴風の記録－日本の強風の研究Ⅱ－，気象庁研究時報9巻3号，1957