

徳島大学工学部 正員 宇都宮英孝
 徳島大学工学部 正員 沢田勉
 徳島大学大学院 学生員 橋本孝夫

(1) まえがき

本研究は、1972年以来、小西一郎京都大学名誉教授等の指導の下に、徳島県下小嶋門橋において継続的に実施されている自然風によるつり橋の応答観測結果に関するオ3報である。^{(1),(2)} 今回の報告は、1974年9月に高知県から徳島県を縦断した、台風16号によって得られたデータの分析結果である。これまでの報告によってつり橋等の地表面付近に架設された構造物に対する風の作用は、周辺の地形の影響を大きく受けるため、上空数百m程度の比較的安定した性質を示す風の諸特性によって応答を推定するには精度的に問題があることを指摘した。したがって今回の報告においても、橋梁の応答と風の作用との関係と、風速の局所的な乱れに着目して評価することを試みられている。現段階では、この相互作用を定量的に評価するには、基礎となる統計的な諸量が少なすぎることに、分析の精度に問題があることなどによって、定性的な側面を把握することに主眼が置かれているが、従来の応答推定法を適用してその妥当性についても検討を加えた。

(2) 台風16号の風速記録

小嶋門橋上の測定点の概略を図-1に示す。台風時には、スパン中央Sec Cにおいて、加速度計および風速計の一部に故障が生じたため、主たるデータは本来に当るSec B, Sec Dの記録である。

台風16号は架設地東西側と通過したため常時、東寄りの風が作用していた。図-2は、塔頂における5~10分間評価時間での平均風速の推移であり、図-3には、塔頂、Sec B, Sec Dにおける1分間毎の平均風速と一部示している。分析は応答記録に基づいて、比較的大きな応答が一樣に現れているものとして午後8時からRun A-1~Run A-4と、応答の変動が激しいものとして、午後9時からの記録からRun B-1~Run B-4とそれぞれ5分間ずつ合計40分間の記録を選んだ。

5~10分間の評価時間に対し、平均風速の変動は10%以下であり、季節風に比べると安定した様相を呈している。Gust Factorは、いずれも1.2~1.7の範囲であるが、対象としたデータの範囲では平均風速の変動も小さく、風速との向の互の相関は、顕著には現われていない。自己相関関数から計算された乱れのスケールは、塔頂においては、最大400mを越えるものもあったが、橋床面のレベルでは、50~100m程度であり、両風が作用した台風12-20号の場合と同程度である。鉛直方向の風速変動については、最大3m/sec程度で、迎角も10°を越える場合があったが、全てのRunに対し、乱れの構造はホワイトノイズに近く、その性質は、ほぼ一定であると見なされる。

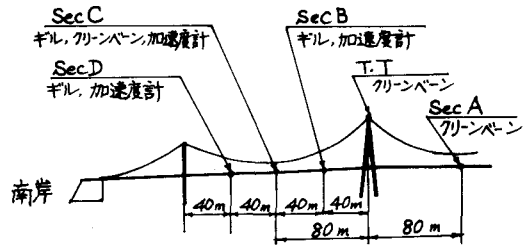


図-1 測定点および測定器配置図

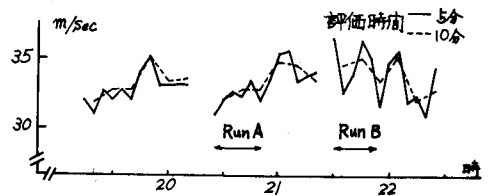


図-2 塔頂平均風速

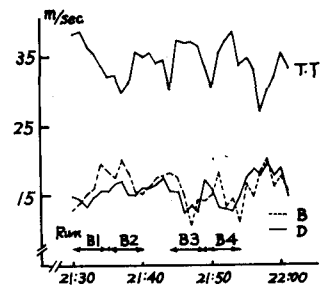


図-3 1分間平均風速

(3) 小鳴内橋の応答および変動風速との関係

橋梁の応答は加速度計によって測定された。橋床面で平均15~20 m/s の風速の作用下で、加速度応答は50~100 gal程度であった。先の報告にも示したように、5~10分間の風速記録に基づく応答の推定は、精度的に問題

があると考えられ、事実風速記録と応答との相関も認め難い。表-1は、Run Bの各5分毎の値について、応答の自乗平均と、平均風速、乱れの強さを、それぞれ、Run B-4の値と1として比較したものであるが、これらの間に有意な相関と見出すことは困難

である。表-2は、Run B-3とRun B-4について、図-4はRun A-1とRun A-2について、それぞれさらに1分毎に細分して諸量の関係を示したものである。Run Bのグループは、B-3は応答が平均的に小さく、B-4は平均的に大きいサンプルに対応している。応答のパワースペクトルは、たわみ1次、側径方向にたわみ1次およびねじり1次のモードが卓越しており風速の変化と共にその占める割合が変化している。変動風の乱れの構造がホワイトノイズ型の場合には、乱れのスケールが大きくなるほど応答が大きくなり、乱れのスケールが小さい場合には、橋軸方向の風速分布、特にその位相関係が重要な意味を持つようである。これらについては、今後さらに検討を加える予定である。

表-1

Run	\bar{x}^2	U m/s			\bar{u}^2		
		T.T	B	D	T.T	B	D
B-1	0.26	33.5	15.6	14.7	0.73	0.48	0.50
B-2	0.65	38.4	18.1	15.9	0.88	0.99	0.96
B-3	0.32	33.7	13.8	14.2	1.12	1.00	0.85
B-4	<1.00>	34.8	16.1	16.3	<1.00>	<1.00>	<1.00>

表-2 :

Run	Response \bar{x}				T.T (U)	B (U)	B (\bar{u}^2)
	\bar{x}^2	たわみ1次	側径方向1次	ねじり1次			
B-3-1	0.711	0.21	0.34	0.16	36.6	12.6	0.60
B-3-2	0.795	0.25	0.34	0.21	37.4	13.4	0.78
B-3-3	0.518	0.26	0.21	0.05	34.4	12.8	0.86
B-3-4	0.170	0.07	0.08	0.02	32.7	17.0	0.65
B-3-5	0.209	0.08	0.08	0.05	31.6	15.0	0.54
B-4-1	0.490	0.17	0.23	0.09	36.2	12.8	0.86
B-4-2	1.565	0.36	1.04	0.18	35.2	14.9	0.76
B-4-3	0.945	0.24	0.46	0.24	33.1	17.6	0.80
B-4-4	1.342	0.61	0.65	0.08	29.3	18.8	0.82
B-4-5	0.945	0.38	0.47	0.09	30.4	18.0	0.86

(4) Davenportの方法⁽³⁾による応答スペクトルの推定

自然風の乱れのスケールを

$$L(\bar{U}_n) = \frac{1}{\lambda} \frac{\bar{U}}{n} \quad ; \quad n: \text{振動数}, \bar{U}: \text{平均風速}$$

$$\lambda: \text{実測値 (安定状態では50, 不安定状態では7)}$$

とし、また乱れの平均流方向の空間相関と変数、 x' に対し

$$R_{xx'}(n) = \exp[-|x-x'|/L(n)]$$

で表わし、高さ h 、幅 b なる断面の相関係数を

$$C = \iiint_{0}^b \iiint_{0}^h R_{xx'}(n) R_{zz'}(n) dx dx' dz dz'$$

によって定まる。Joint Mode Acceptanceを r 次の振動モード $u_r(x)$ に対して、

$$|J_r(n)|^2 = \iint R_{xx'}(n) u_r(x) u_r(x') dx dx' / \left(\int u_r(x) dx \right)^2$$

で求め、これらにさらに小鳴内橋の動的係率 $|H_r(n)|^2$ を用いて位相関数を求めた結果を図-5に示している。

1分間データによる風速のパワースペクトルから、応答スペクトルを計算し、応答の自乗平均を求めると、Run B-33に対し、 \bar{x}^2 は、2.1 cm^2 であった。つまり橋が狭帯域の応答であることから、 $\bar{x} \approx 1.45 \text{ cm}$ 程度と推定される。但し、ここでは $\lambda=12.4$ を用いており、これらの値はオーダー的にはほぼ妥当なものと考えられる。

(5) まとめ

紙面の関係上、限られたデータのみと記した。詳細は講演当日補足したいと考えている。

(参考文献) (1) 小西白石, 半野亮, "小鳴内橋の耐風応答について" 土木学会秋季講演会概要

(2) 小西白石, 半野亮, "美橋の耐風応答に關する研究" 土木学会第29回年次学術講演会概要集.

(3) Davenport A.G. "A Statistical approach to the Treatment of Wind Loading on tall masts and Suspension Bridges," Ph.D. Discar. Univ. of Bristol.

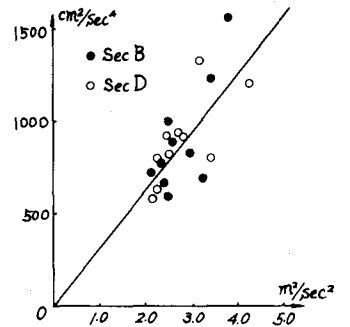


図-4 $U^2 - \bar{x}^2$ 相関図 (Run A1, A2)

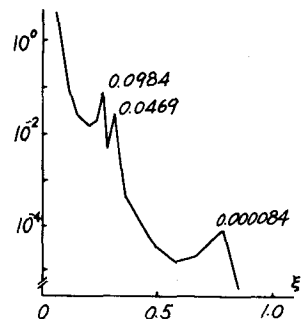


図-5 変位伝達関数