

沖縄総合事務局 那覇港工事事務所 正員 永井康平
 沖縄総合事務局 那覇港工事事務所 親泊正孝
 三菱重工業株式会社 正員 ○稲室隆二

1. まえがき 那覇港臨港道路泊大橋の主径間の耐風安定性については、前報で報告したように $1/2$ 点および $1/6$ 点断面の部分模型試験を実施した結果、両断面とも低風速でたわみ限定振動が発生し、高風速では $1/6$ 点断面のみギャロッピングが発生することが明らかとなった。また、発生する振動を空力的に制振する対策(プレート及び二重フラップ)も見出された。しかし、ギャロッピングの発生において両断面の特性が異なること、及び本橋が曲線桁であることなどを考慮すると、本橋の耐風安定性を評価するためには全橋の試験が必要であると考えられ、今回全径間模型を用いた風洞試験を実施した。本報告はその試験結果をまとめたものである。

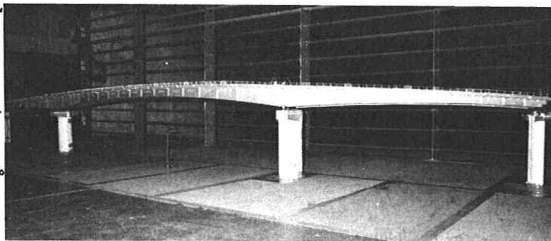


写真1 風洞試験概観

2. 風洞試験概要

模型は縮尺 $1/40$ の全径間弾性体模型を使用した。模型の寸法諸元を表1に、振動諸元を表2に示す。試験は主に一様流で迎角、風向、減衰率を変えた場合の振動応答特性を調べるとともに、一部乱流による試験も実施した。なお、乱流は翼列とダンパーを用いて発生させた。

表1 実橋及び模型の主要寸法諸元

項目	実橋	縮尺比	模型
橋長	352.4m		8.81m
主径間長	170.0m		4.25m
側径間長	912.0m	1/40	2.28m
主径間中央断面 桁高	4.0m		0.1m
幅員	19.0m		0.475m
風速倍率	1	1/√40	約4.2

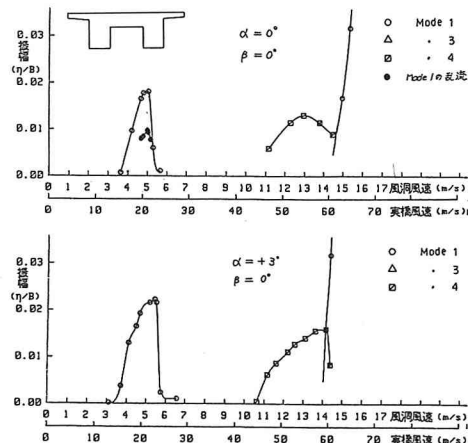
表2 実橋及び模型の主要振動諸元

振動の種類	振動の形態図	振動数(1/s)	
		実橋	模型
MODE 1 鉛直たわみ		0.56	5.3
MODE 2 水平方向		0.77	9.7
MODE 3 鉛直たわみ		1.20	11.3
MODE 4 鉛直たわみ		1.59	14.1

注: —: 実橋計算値 ●: 模型実験値 ×: 振動計測値(最大モード点)

3. 試験結果概要 現状断面の振動応答特性を図1、図2に示す。風向は中央径間両端の橋脚を結ぶ直線に直角で弧の内側から外側に吹く風を $\beta = 0^\circ$ とした。なお、架設地点の状況は $\beta = 0^\circ$ が海風となる。図1よりわかるように、風向 $\beta = 0^\circ$ では風速が約20%, 55%付近でMode 1及びMode 4の鉛直たわみ限定振動が発生し、風速が約60%を超えた所でギャロッピング振動と思われるMode 1の鉛直たわみ発散振動が発生する。一方、 $\beta = 180^\circ$ では図2よりわかるように、風速が約20%, 45%, 60%付近でそれぞれMode 1, Mode 3, Mode 4の鉛直たわみ限定振動が発生し、風速が約60%を超えた所で $\beta = 0^\circ$ と同様Mode 1の鉛直たわみ発散振動が発生する。 $\beta = 0^\circ$ と $\beta = 180^\circ$ の振動応答特性を比べると $\beta = 180^\circ$ の方が耐風性が若干悪いようである。このような風向特性を示すのは、橋軸の曲がりにあわせて橋面に片勾配がついているためであると考えられる。

図1、図2の $\alpha = 0^\circ$ には乱流による試験結果もあわせて示し

図1 迎角特性(現状断面, $\beta = 0^\circ$)

ている。試験に用いた乱流の特性は、乱れの強さ ($I_u = 8.3\%$, $I_w = 4.7\%$), 乱れのスケール ($L_u = 160\text{m}$, $L_w = 25\text{m}$, 実風換算値) である。乱流が作用した場合, 限定振動の振動振幅は減少する傾向にあり, 一様流中の振動振幅に比べて約50~70%になることがわかる。

次に, 部分模型試験で見出した制振対策(プレート及び二重フラップ)を付けた場合の試験結果を図3, 図4に示す。図3よりわかるように, プレートは部分模型試験結果と同様に鉛直たわみの発散振動に対して十分制振効果のあることがわかる。しかし, 鉛直たわみの限定振動に対してはほとんど効果がないようである。プレートに加えてさらに二重フラップを付けると図4よりわかるように鉛直たわみの限定振動に対しても制振効果がある。

以上の試験結果は対数減衰率 $\delta = 0.02$ としたときの結果であるが, 対数減衰率が振動応答特性に及ぼす影響をMode 1の鉛直たわみ振動について調べた結果を図5に示す。図5より対数減衰率が大きくなると限定振動の振動振幅は小さくなるが, 発散振動の発振風速はほとんど変わらないことがわかる。

最後に図1, 図2で示した全径間模型試験結果と部分模型試験結果よりStrip理論を用いて計算した実橋の振動振幅推定値とを比較した結果を表3に示す。表3よりわかるように, 部分模型試験結果からの推定値よりも, 全径間模型試験結果の方が全般的に耐風安定性が悪い結果となっている。特に, 全径間模型試験結果で鉛直たわみ発散振動の発振風速が1/6点断面の部分模型試験結果とほぼ同じ値になっており(1/2点断面は発散振動が発生しない), 橋全体が1/6点断面の振動応答特性に引きずられたような形になっている。このようにStrip理論による推定値と全径間模型試験結果とが合わない要因としては, 橋軸の曲がり, 橋面の片勾配, 橋軸方向の桁高の変化に伴う橋桁下面の勾配などの3次元性が関係していると考えられる。

4. あとがき 以上示した試験結果より, 泊大橋の現状断面の耐風安定性及びその制振対策法が明らかとなった。実橋においては試験結果を踏まえ, 鉛直たわみの発散振動に対しては制振効果のあるプレートを取りつけて対応する方針である。一方, 限定振動に対しては, 風の乱れ, 減衰率等により低減できることが期待できるため, 今後引き続き現地の実風観測並びに実橋の振動試験及び応答観測を実施し, その結果必要に応じて二重フラップ等の対策を検討する予定である。

終りに, 本実験の実施にあたり御指導いただいた中央大・岡内教授に深く感謝致します。

(参考文献) 岩田・佐藤・稲室, 土木学会第39回年講, 1984, I-305

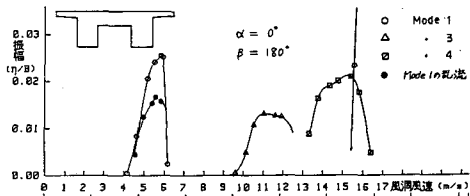


図2 迎角特性 (現状断面, $\beta = 180^\circ$)

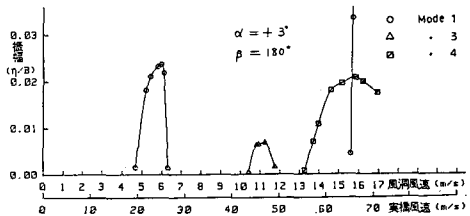


図3 制振対策の効果 (プレート)

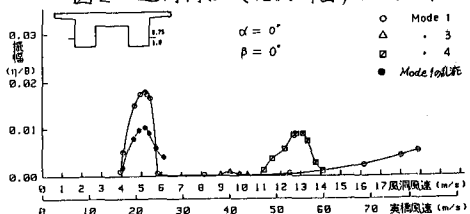


図4 制振対策の効果 (プレート+二重フラップ)

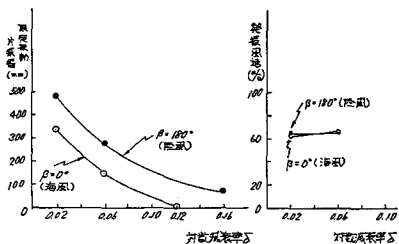
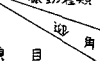


図5 減衰率の影響 (現状断面, Mode 1)

表3 Strip理論による推定値と全径間模型試験結果と比較

	風向きは深窓変位 最大片側動 (海風振動)		風向きは浅窓変位 最大片側動 (テラス側振動)		
	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 3^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 3^\circ$	
部分模型試験結果より STRIP THEORYを用いて 計算した推定値	230 mm	360 mm	90%以下 で発生 せず	90%以下 で発生 せず	
全径間模型 試験結果	$\beta = 0^\circ$ (海風)	346 mm	426 mm	63%	59%
	$\beta = 180^\circ$ (陸風)	488 mm	450 mm	65%	65%