

浮体式橋梁の波浪中動揺に関する水理実験

丸山 忠明* ・ 川村 幸男** ・ 武田 純男***
永田 修一**** ・ 三宅成司郎***** ・ 藤田 孝*****

1. はじめに

夢洲～舞洲連絡橋（仮称）は、大阪市の埋立地である夢洲と舞洲間の水路を跨ぐ浮体式の旋回式可動橋として計画されている。本橋は図-1に示すように、海上に浮かぶ浮体橋で橋の上工部を2個のポンツーンで支える形式である。橋長410 m、幅32 m、ポンツーンの一边が長さ58 mの規模をもつ。この浮体橋は、風や波等の外力を受けるので、橋側に取り付けられたゴム防舷材を海中橋脚上に固定された反力壁で係留固定している。橋の旋回は、反力壁下部のヒンジ端を中心に反力壁を倒した後に行う。

本橋は、このように世界にも類をみない浮体式の旋回可動橋であるため、その設計に当たっては、十分な検討が必要である。特に、風と波の作用下での浮体橋の挙動や防舷材の変位量、反力の推定は、橋と陸地を繋ぐ緩衝桁の設計、車輛の走行性、係留設計等の観点から非常に重要である。

本研究では、100年期待値および車輛の通行を制限する風と波の作用下での水理実験を実施し、①水路および浮体橋設置地点の波浪計測、②浮体橋の動揺、防舷材変位等を計測した。また、設計に用いる浮体橋の動揺シミュレーション計算を行い、その結果を実験結果と比較する

ことによって計算手法の検証を行った。

2. 実験方法

(1) 水槽

実験は、(株)テトラの長さ50 m、幅40 m、高さ1.5 mの平面水槽で行った。造波装置は所定のスペクトルをもつ不規則波および規則波を発生させることができる。

(2) 供試模型

実験では縮尺を実機（現地）の1/80とした。

図-2に示すように、水槽内に夢洲・舞洲間の水路を忠実に再現し、造波機から水路入口までは導波板を設置している。また、将来のヨットハーバー建設を想定して水路入口に防波堤を設置した。さらに浮体橋ポンツーン前面（入射波側）には、空気制御式の浮消波堤模型（細萱他、1993）を設置できるようにした。浮消波堤は浮体橋ポンツーン部の波浪軽減策として検討したものである。実験では、ヨットハーバー対応防波堤と浮消波堤をそれぞれ別個に設置した場合の計測を行っている。

浮体橋模型はアルミ製で、図-3に示すような剛体模

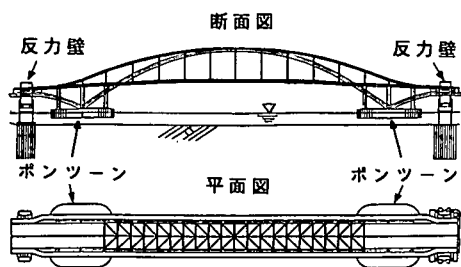


図-1 夢洲～舞洲連絡橋（仮称）

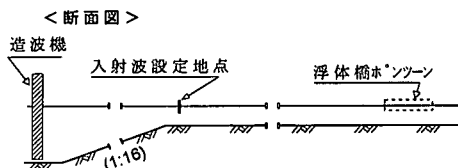
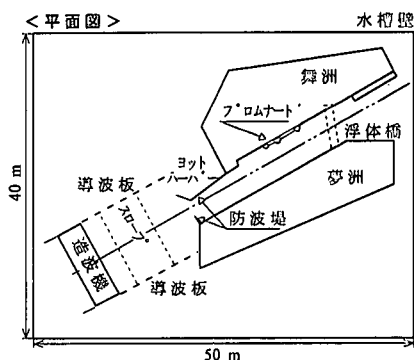


図-2 平面水槽と地形模型

* 正会員	工修	大阪市建設局	土木部	橋梁課
** 正会員	工修	大阪市建設局	土木部	橋梁課
*** 正会員	工修	日立造船(株)	鉄構事業本部	橋梁設計課
**** 正会員	工修	日立造船(株)	技術開発本部	技術研究所
***** 正会員	工修	日立造船(株)	技術開発本部	技術研究所
***** 正会員	工修	日立造船(株)	技術開発本部	技術研究所

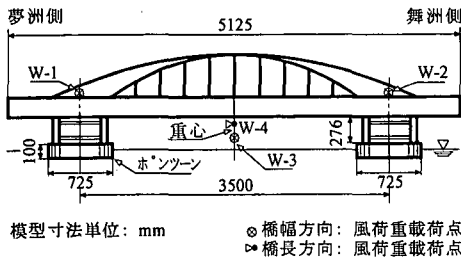


図-3 浮体橋模型と風荷重載荷点

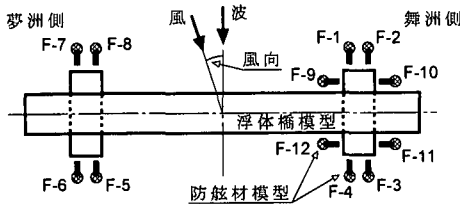


図-5 防舷材模型の配置図

型とした。模型のポンツーン部は、実機と相似となるように作成したが、水面上の橋体部分は実機より桁厚を厚くしアーチ部分も補強することによって剛性を増している。これら浮体橋模型の構造諸元を表-1に示す。

実機の防舷材は、図-4に示すような非線形の反力特性を有するゴムで作られているが、同様の変位・荷重特性を持ったゴム製模型を作成することは困難である。そこで、実験では同図に示すように、2枚の線形板バネとカウンターウェイトを組み合わせた模型を作成し、実機の反力特性をモデル化した。これらの防舷材模型を図-5のように配置した。なお、防舷材模型1台は、実機の2500RH-防舷材2基に対応している。

(3) 風荷重載荷装置

風による外力は、風荷重に相当する力を風荷重載荷装置を用いて与えた。風荷重載荷装置は制御機と4台のアクチュエータおよび荷重計によって構成されている。このシステムにより、風荷重で支配的な surge, sway, roll, yaw 方向の荷重を載荷することができる。この装置では、まず Davenport のスペクトルから風の時系列を作成し、風洞実験で得られた抗力係数を用いて浮体橋重心に関する風荷重時系列（4分力）を算出する。つぎに、重心からの距離を考慮して4つの載荷点（図-3）に配分された風荷重時系列を算出し、これを制御機に入力する。制御機は、模型の載荷点に取り付けられた荷重計から時刻毎の荷重データを受け取り、模型に載荷される風荷重が常に入力データと等しくなるようフィードバック制御を行っている。これら風荷重載荷機構の概略を図-6に示す。

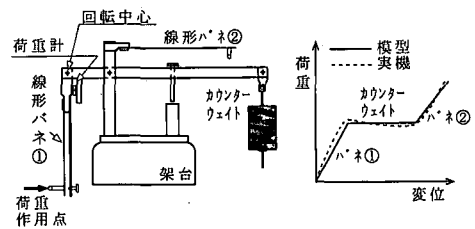


図-4 防舷材模型と反力特性曲線

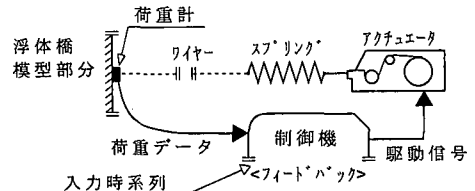


図-6 風荷重載荷機構の概念図

表-1 浮体橋模型の構造諸元

諸元	模 型	実 機
橋長 (m)	5.125	410.00
ポンツーン長 (m)	0.725	58.00
ポンツーン高 (m)	0.100	8.00
吃水 (m)	0.054	4.35
排水量 (kgf, tf)	55.640	28,490
重心高 (m)	0.319	25.51
慣動半径: roll (m)	0.250	19.68

(4) 計測方法

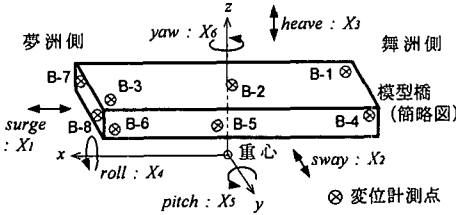
実験では、波高、風荷重、橋体動揺、防舷材変位および防舷材反力の計測を行った。波高計測は、容量式およびサーボ式波高計を用いた。風荷重は、図-6に示すように浮体橋模型とワイヤーの間に取り付けられた荷重計により計測した。

橋体動揺は、レーザ式変位計で計測した8点の橋体変位（図-7）を演算処理することによって求めた。演算は、計測点の変位と動揺の幾何学的な関係に基づくもので、例えば計測点 B-1, B-3 における関係は、

$$D_1 = X_3 + [z_1 \cdot \tan(X_4/2) + y_1] \cdot \tan X_4 + [z_1 \cdot \tan(X_5/2) - x_1] \cdot \tan X_5 \quad (1)$$

$$D_3 = X_3 + [z_3 \cdot \tan(X_4/2) + y_3] \cdot \tan X_4 + [z_3 \cdot \tan(X_5/2) - x_3] \cdot \tan X_5 \quad (2)$$

となる。ここで、 $(x_1, y_1, z_1), (x_3, y_3, z_3)$ は静止時の計測点座標（静止時の浮体橋の重心を原点とする）、 D_1, D_3 は、B-1, B-3 位置での浮体橋の動揺時と静止時におけるレーザ変位計の変位計測値の差、 $X_1 \sim X_6$ は6自由度動揺で図-7に示すとおりである。つぎに、両式の差をと



図一7 浮体橋の変位計測点と動揺名称の定義

表一2 外力条件 (実験対応値)

ケース名	波		風	
	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	U_{10} (m/s)	風向 (deg)
case-1	2.00	5.50	20.0	17.0
case-2	4.40	6.40	43.0	17.0
case-3	5.00	6.70	50.0	17.0
case-4	4.40	7.00	43.0	17.0
case-5	4.40	8.00	43.0	17.0
case-6	4.40	9.00	43.0	17.0

るが、この時2つの計測点が静止時には同一平面上にありz軸座標値が等しい($z_1=z_3$)ことを考慮する。最後に、同様の手法により求めた他の関係式と連立させることによって、6自由度動揺が求められる。以上の計算を各時刻で行うことにより、動揺の時系列を得ることができる。なお、上述のように、動揺算出には1平面あたり2点、合計6点の変位データがあればよいが、計測値には誤差が含まれることを考慮し、8個の計測値から最小自乗法を用いて6自由度動揺を求めた。

防舷材変位は、図一4に示す荷重作用点の変位をレーザ式変位計で計測した。防舷材反力は同図に示すように、線形バネとそれを受け止める固定板の間の荷重計により計測した。ただし、この荷重計のデータは作用点の反力ではないため、回転中心からの作用点距離と荷重計設置点距離の比を用いて補正することにより防舷材反力を求めた。

(5) 外力条件

実験における風と波の条件は表一2に示すとおりである。このうち、case-1は車輛の通行を制限する外力条件、他は暴風時の条件である。風向は橋幅方向の軸となす角度(図一5参照)である。なお、この他に風向変化させた場合やうねりに相当するものとして規則波を作用させた場合の実験も合わせて行っている。

入射波は、Bretschneider一光易型のスペクトルに従う不規則波とした。風は、先に述べたように風荷重載荷装置を用い、図一3に示すW-1~W-4の载荷点に配分される。

3. 実験結果と数値解析結果の比較

(1) 計算方法

浮体橋の動揺計算は次式を用いて行った(巻幡他, 1995)。

$$\sum_{j=1}^6 [(M_{ij} + \mu_{ij}) \ddot{x}_j + \lambda_{ij} \dot{x}_j + C_{ij} \dot{x}_j] + B_{ij} x_j = F_i(t) \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$F_i(t) = D_i(t) + F_{wi}(t) + F_{Di} + F_{Ai}(t) + F_{Ci}(t) \quad \dots\dots (4)$$

ここで、 $i=1\sim6$ で、

x_j : 浮体橋の変位

M_{ij} : 浮体橋の質量及び慣性モーメント

μ_{ij} : 付加質量及び付加慣性モーメント

λ_{ij} : 造波減衰係数

C_{ij} : 非線形減衰係数

B_{ij} : 静的復原力

$D_i(t)$: 係留力

$F_{wi}(t)$: 波強制力

$F_{Di}(t)$: 波漂流力

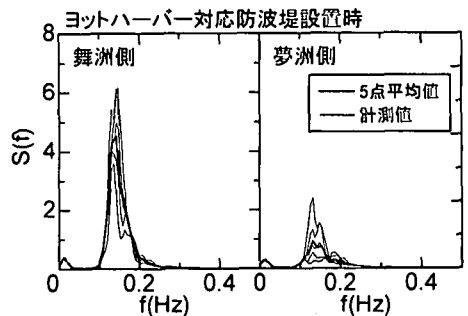
$F_{Ai}(t)$: 風圧力

$F_{Ci}(t)$: 潮流力

である。

流体力係数および波強制力は特異点分布法で求めた。流体力係数については、第1ステップで有義周期に対応した流体力係数を入力する。第2ステップ以降では、前ステップで得られた浮体橋の動揺周期に対応した流体力係数を入力し、動揺周期が収束するまで計算を繰り返している。

つぎに、計算条件は次のように与えた。①係留についてはモデル化された変位と荷重の関係を用い、ヒステリシスも考慮した(丸山他, 1997)。②風は実験で与えた風荷重時系列を入力した。③波は各ポンツーン位置におけるスペクトル(計測値)を入力した。このスペクトルは、浮体橋設置前の回折波実験で計測されたもので、図一8に示すようにポンツーン位置での各5計測点の波スペク



図一8 シミュレーションに用いた波スペクトル

トルを平均したものである。図より、波スペクトルは1つのポンツーン位置でも複雑に変化していることがわかる。

(2) 結果と考察

まず、風荷重の確認のため、風荷重載荷装置に入力した風荷重と荷重計より計測された風荷重の比較を図-9に示す。図は、case-2 (風のみ) の載荷点 W-1 における風荷重を比較したものである。また、図中の値は実機対

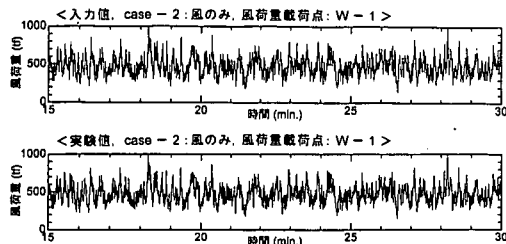


図-9 風荷重時系列の入力値と計測値の比較

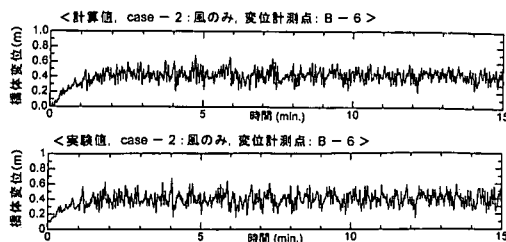


図-10 橋体変位時系列の計算値と実験値の比較

応値 (以後、実験値は実機対応値で表記する) であり、横軸の時間は実験開始時刻からの経過時間で中間部分のみを表示している。図より、両者はよく一致し所定の風荷重が載荷されていることがわかる。なお、他の載荷点および実験ケースについても同様の結果を得ている。

図-10 は、外力として風のみが作用する場合の B-6 計測点における橋体変位時系列に関して、計算値と実験値を比較したものであるが非常に一致している。時系列の比較に橋体変位を用いたのは、この量が実験で直接計測されるからである。

図-11(a), (b) は、風と波が作用する場合の浮体橋動揺の平均値について、計算値と実験値を比較したものである。図は、浮消波堤とヨットハーバー対応防波堤をそれぞれ設置した場合について、sway と roll それぞれについて比較したものである。この sway と roll の平均値は主に風の影響によって生じるものである。図-12(a)~(c) は、同様に sway, heave, roll の両振幅の有義値

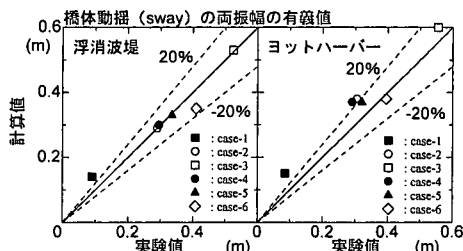


図-12(a) 動揺 (sway) の両振幅の比較

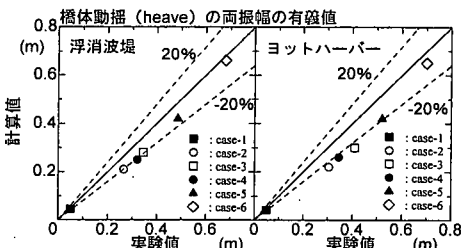


図-12(b) 動揺 (heave) の両振幅の比較

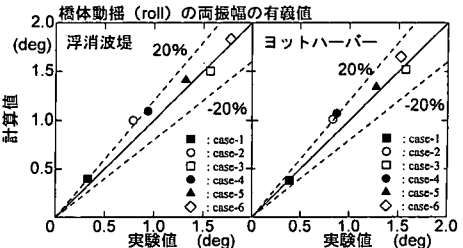


図-12(c) 動揺 (roll) の両振幅の比較

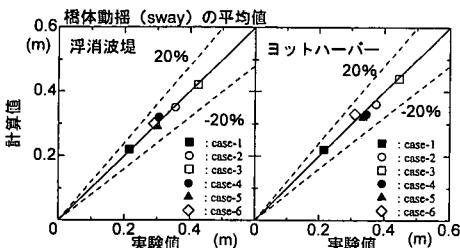


図-11(a) 動揺 (sway) の平均値の比較

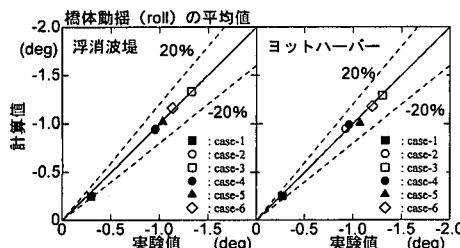


図-11(b) 動揺 (roll) の平均値の比較

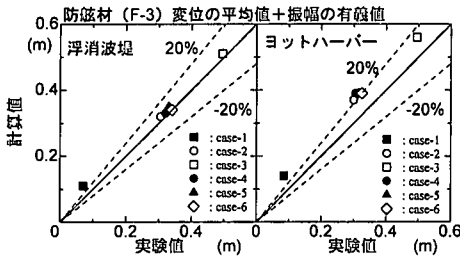


図-13(a) 防舷材 (F-3) の変位量の比較

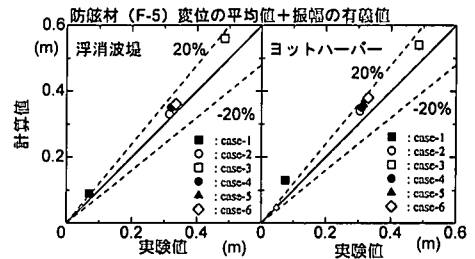


図-13(b) 防舷材 (F-5) の変位量の比較

を比較したものである。図より、実験値と計算値の誤差比率は概ね±20%以内にあることがわかる。

つぎに、防舷材変位について比較したものを図-13(a), (b)に示す。図は、防舷材変位の平均値と振幅を足し合わせた量を示している。図より、動揺と同じく概ね±20%の誤差範囲内にあることが分かる。ここで、case-1の実験値にばらつきがみられるのは、外力が小さいために変動量そのものが小さくなり、計測値に対する計測誤差の比率が大きくなったためと考えられる。

4. おわりに

① 100年期待値の風と波の作用下での浮体橋の動揺、防舷材の変位等、設計に必要なデータを取得することができた。②浮体橋の動揺、防舷材変位に関して、計算値と実験値を比較した結果、外力が風のみの場合、本計算手法は橋体動揺に対して十分な精度を有していることがわかった。風と波がある場合に対しては、動揺シミュレーション結果は実験結果に誤差を含んでいるものの、±

20%程度範囲内の一致を確認できた。これらのことから、シミュレーション計算手法の有効性が示された。

謝辞：本研究については、大阪市可動橋検討委員会(委員長：渡邊英一京都大学教授)および動揺専門委員会(委員長：小田一紀大阪市立大学教授)の委員各位ならびに運輸省関係者の方々から貴重なご意見を頂いた。ここに深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 細萱和敬・根角幸明・永田修一・藤田 孝・門野 明・宮川康夫・志和健吾 (1993): 新型式浮消波堤の開発, 日立造船技報, Vol. 54, No. 2, pp. 38-45.
- 巻備敏秋・与口正敏・永田修一・三宅成司郎・遠藤秀一・藤田 孝・加藤英二 (1995): 泊地内に係留された複数貯蔵船の運動特性, 日立造船技報, Vol. 55, No. 4, pp. 35-42.
- 丸山忠明・川村幸男・武田純男・永田修一・吉田尚史・山瀬晴義 (1997): ハイブリッドシミュレーションによる数値係留シミュレーション手法の検証, 海岸工学論文集, 第44巻, pp. 876-880.