

ダブルデッキ2ヒンジ吊橋の振動実験

VIBRATION TEST FOR A TWO HINGE-DOUBLE DECK SUSPENSION BRIDGE

和泉公比古* 小田桐直幸* 荻原充信* 八部順一** 落合盛人** 大垣賀津雄** 渡辺保之***

BY Kimihiko IZUMI, Naoyuki ODAGIRI, Mitunobu OGIWARA, Jun-ichi YABE, Morito OCHIAI,
Kazuo OHGAKI, Yasuyuki WATANABE

Immediately after the completion of Rainbow Bridge, which is 3 span and 2 hinge-stiffening truss suspension bridge with a center span of 570m, field vibration tests were carried out to examine airodynamic stability of the real bridge.

Force vibration test, free vibration test and measurement of ordinary micro-tremors were implemented. As a result, it is found that measured values of structural damping which are inclined to depend on amplitude satisfy the values used in the design. It is also found that measured natural periods are a little shorter than the calculated values, which is deduced that the real bridge under relatively small vibrational amplitude is seemingly more rigid than the calculation model.

Besides, movability of special shoes adopted in the 56 span-continuous floor system and functions of angle change mitigation girders installed for the rails on the lower deck have been satisfactory confirmed by the tests.

Key Words ; suspension bridge, field vibration tests, structural damping, natural periods

1. 実験目的

吊橋の設計に当たっては、耐風安定性を確保することが重要な課題である。本橋においても主塔、補剛桁の設計に当たり風洞実験^{1), 2)}を実施し耐風安定性の確認を行っている。主塔については風洞実験の結果より架設途中に渦励振の発生が予想されたため、施工中の制振対策³⁾を実施した。

しかしながら、構造物の耐風挙動が構造減衰によって左右されるのは周知の通りであり、風洞実験の結果についてその妥当性を検証するには実橋において構造減衰を確認することが必要となる。そこで主塔の場合、独立状態からケーブル架設時に渡っての構造減衰率の確認実験^{4), 5)}を行っている。一方補剛桁については、吊橋完成時点での構造減衰率を確認しておく必要がある。

また本橋の特徴を次章に示すが、この内、①高速道路中央径間部連続鋼床版の採用、②新交通システム主・側塔位置での角折れ緩衝桁の採用に関し、①については床組支承の滑り性能、②については緩衝桁摺動部の滑り性能について、設計段階において十分な機能検討を行い細部詳細を決定したが、これら機能についても実橋によりその妥当性を最終的に検証しておく必要がある。

以上、本振動実験は、補剛桁に対して行った風洞実験結果の妥当性の確認に加え、高速道路中央径間床組支承及び新交通システム角折れ緩衝桁摺動部の機能確認を目的として実施する。

尚、本実験で得られる対数減衰率をはじめとする動的諸量については、現在のところ実橋データそのものが少なく、今後建設される長大橋の設計データに資するものとする。

* 首都高速道路公団 第三建設部 設計課 (〒104 東京都中央区八丁堀2-14-4)

** 川崎重工業(株) 鉄構事業部 東部橋梁設計部 (〒136 東京都江東区南砂2-11-1)

*** 三菱重工業(株) 横浜製作所 鉄構技術部 (〒231 神奈川県横浜市中区錦町12)

2. レインボーブリッジの概要

東京港を横断する東日本最大の吊橋「レインボーブリッジ」は、中央径間570m、側径間114m、全長798mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋（ダブルデッキ）である。2層構造の上層には高速11号台場線が、下層には港区芝浦地区と臨海埋め立て地を連絡する臨海道路、新橋を起点として有明に至る新交通システム、及び歩道が併設されている

世界でも稀な複合交通施設である。

本橋一般図を図-1に、横断面図を図-2に、構造諸元を表-1に示す。

本橋の構造的特徴は、以下の通りである。

①全橋モデルによる風洞実験結果に基づき、補剛桁の耐風安定性を確保するため、上層の高速道路については上下線の床組間に2mの風抜き部を設け、下層については新交通床組の一部をグレーチング構造としている。

②高速道路床組の中央径間部は、車両走行性の向上を目的として中央径間全長に渡り（56径間）伸縮装置のない連続構造としている。本構造は、床組（鋼床版）を中央径間の両端で補剛桁と剛結し、中間部は全て可動柵にて支持するもので、いわゆる「重ね梁」としての挙動を示す。構造概要を図-3に示す。

なお、床組が補剛桁に対し「重ね梁」として挙動する必要性から、床組柵には円滑な滑り性能が要求されたため、設計段階で滑り性能に着目した機能確認試験を行っている。

③新交通床組の主塔・側塔部には角折れ緩衝桁を設け、新交通車両の走行性を高めている。構造概要を図-4に示す。

角折れ緩衝桁は、補剛桁の主・側径間間あるいはアプローチ・側径間間に生じる相対移動量を吸収する必要があり、同桁の摺動部について

その滑り性能に着目した機能確認試験を設計段階で実施している。

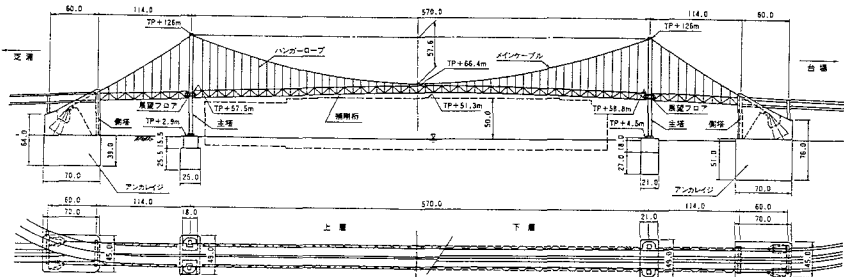


図-1 レインボーブリッジ一般図

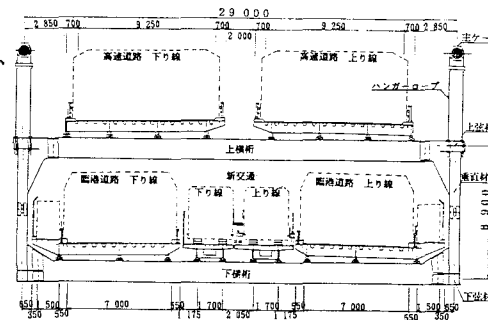


図-2 横断面図

表-1 構造諸元

項目	内容
橋梁形式	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋（ダブルデッキ）
支間割	補剛トラス：107.5m+562.0m+107.5m ケーブル：147.5m+570.0m+147.0m
構造形式	橋軸方向：基部固定塔頂ヒンジのフレキシブル系 橋直方向：3層ラーメン系（路面1層）
塔	塔高：T.P. 121.866m（ケーブル理端）；T.P. 126.000m
工	塔基部高：P36（芝浦主塔）；T.P. 2.866m
橋	P37（台場主塔）；T.P. 4.500m
基	塔中心間隔：P36（芝浦主塔）基部：30.862m、塔頂部：30.084m P37（台場主塔）基部：30.851m、塔頂部：30.084m
ケーブル形式	P.W.S（平行線ケーブル）
ク	中央径間中央サグ：f=57.594m、サグ比：n=1/3.3
リ	構造寸法：ケーブル中心間隔：29.000m
ブ	中央径間：φ=762mm（ストランド数 127本/ケーブル）
ル	ケーブル径：φ=771mm（ストランド数 130本/ケーブル）
エ	ストランド：外径径：φ=59.8mm（乗積数 127本/ストランド）
キ	素線径：φ=5.37mm、引張強さ 160～180kg/mm ²
ヤ	ハンガーロープ：CFRC（Center Fit Rope Core）68φ、4本/橋点
橋	構造形式：主橋：平行弦ワーレントラス、橋脚：Kトラス
吊	吊形式：上弦材定着
剛	構造寸法：主橋高：8.900m、主橋幅：29.000m
桁	高速道路（多径間連続鋼床版桁、有効幅員：9.250m） 注）中央径間には、端部剛結56径間連続構造。
工	上路床組：臨海道路（多径間連続鋼床版桁、有効幅員：7.000m） 注）幅員 1.5～2.5mの歩道部を有する。 新交通（多径間連続鋼床版桁、RC走行路間隔：1.7m）

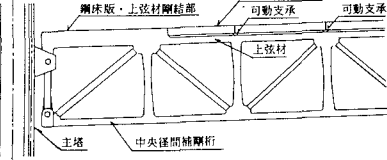


図-3 中央径間高速道路床組構造概要図

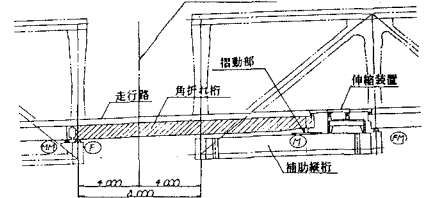


図-4 新交通角折れ緩衝桁構造概要図

3. 実験内容

3.1 実験項目

本実験では、本吊橋振動特性把握のため、常時微動測定、強制加振実験、自由振動実験を行い、以下の項目について検証した。

- ①固有振動数、振動モード
- ②小振幅域、大振幅域での対数減衰率
- ③高速道路床組可動柵の機能確認
- ④新交通角折れ緩衝柵の機能確認

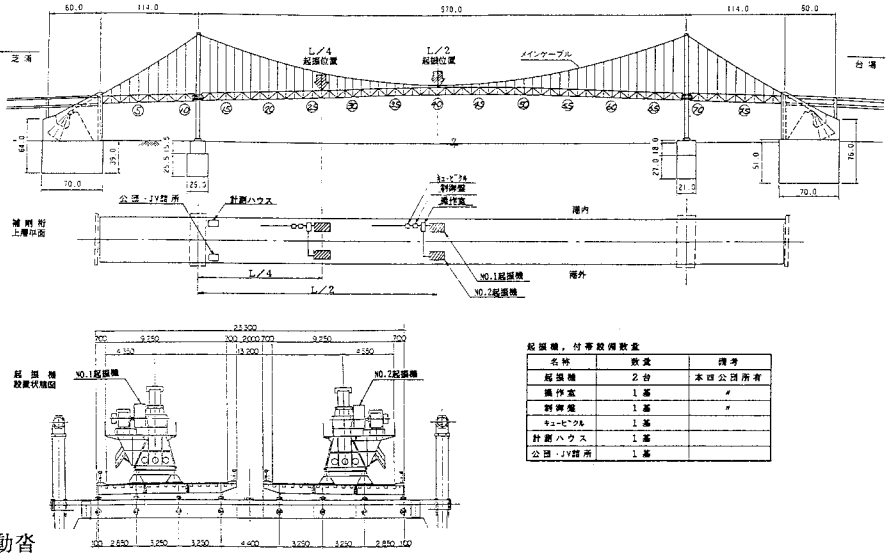


図-5 起振機配置状態図

3.2 計測項目

上記項目検証のため、以下の計測を実施した。

- ① 補剛桁の鉛直振動
- ② 主塔および側塔と補剛桁の遊間橋軸変位
- ③ 高速道路床組柵の相対移動量
- ④ 新交通角折れ緩衝柵相対移動量
- ⑤ 気温、桁およびアスファルトの表面温度
- ⑥ 風向・風速

4. 実験要領

4.1 起振方法

中央径間 $L/2$ または $L/4$ の路面上に2台の起振機を設置し、鉛直方向に加振して橋体応答を測定する。2台の起振機を同位相で加振することにより曲げ振動を、逆位相で起振することによりねじれ振動を励起させた。起振機の配置状態を図-5に示す。

4.2 実験方法

実験全体の作業フローは、図-6に示す通りである。

(1) 常時微動測定

加振振動実験に先立ち、常時微動測定を行った。風などの微小不規則振動を測定して、常時微動のフーリエスペクトル解析を行い、卓越周波数を求め固有振動数とした。解析は、曲げモードとねじれモードに分離して行い、曲げモードは補剛桁の港内、港外に設置し

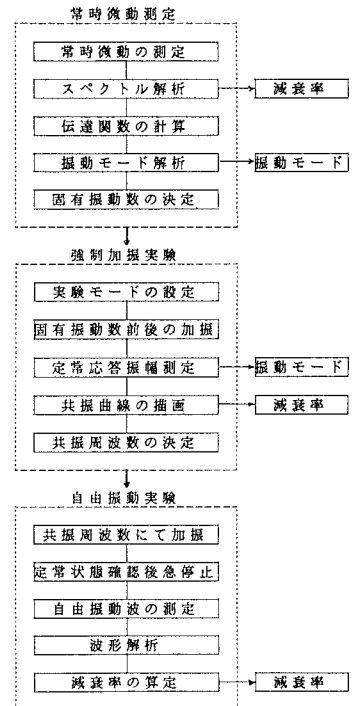


図-6 実験作業フロー

た速度計より得られた波形の和をとり、ねじれモードは両者の差を取るものとした。

振動モード図は、各測点と基準点に関する伝達関数を算出し、全測点間のモードとして関連付けて描くものとした。また、対数減衰率をハーフパワー法により算出した。

(2) 強制加振実験

補剛桁を強制的に加振し、桁鉛直方向加速度計のうちで応答振幅のピーク点近傍のものに着目し、その加速度波形の平均周波数および変位換算した平均振幅を算出した上で、各モード毎に共振曲線を描き、その卓越周波数から固有振動数を決定するものとした。また、同時性のある加速度を変位に換算して振動モード図を作成し、計算モード図および常時微動より得られるモード図と比較した。また、対数減衰率をハーフパワー法により算出した。

(3) 自由振動実験

強制加振実験により得られた共振周波数で加振し、振幅が定常状態になった後に、起振機を急停止させ自由振動応答を測定した。データ処理は、風等により自由振動波形が乱されるまで継続し、振幅と対数減衰率の関係を整理した。なお、対数減衰率としては、振動波形5波平均値を採用した。また、固有振動数の変動についても調べ、常時微動の結果と比較した。

5. 実験設備

5.1 起振機

(1) 起振機の能力

起振機は、本四公団所有の低周波用大型起振機を使用した。起振機の一般図を図-7に、起振機の主要諸元を表-2に示す。起振機はクランク方式で、電動機により重錘を上昇、下降することにより橋体に繰返し力(起振力)を与える機構になっている。重錘は、7~33TONまで約2TONきざみで換えることができるようになっている。今回の実験では、対象振動モードに合わせた周波数に対して、最大20TONの起振力で加振できるようにウエイトを適宜組替えた。なお、本起振機は重錘の急停止が可能であり、本実験では強制加振の定常状態から、この機能を利用して自由振動の状態へと移行させた。

(2) 起振機の設置

起振機は2台を1組とし、上下車線に1台ずつ設置し、L/4点加振時は格点26に、L/2点加振時は格点40に据付けた。配置の詳細は、図-5に示した通りである(写真-1参照)。

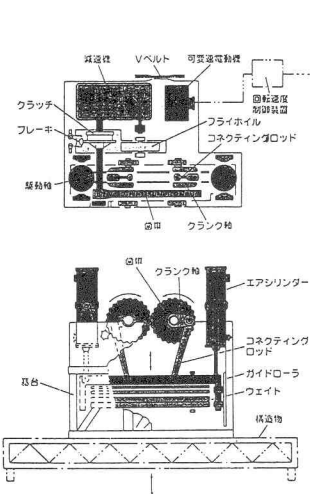


図-7 起振機一般図

表-2 起振機主要諸元

重 量	約 82t (重錘を含む、1台当り)
寸 法	H=6.30m, W=6.10m L=7.10m
重 錘 重 量	33 t (最大重量)
重錘ストローク	±0.50m
起振周波数	0.131Hz~0.920Hz
発 生 波 型	近似正弦波
起 振 力	最大20,000kg
同 期 制 御	2台同同期及び 逆相運転可能
駆 動 方 式	電動機駆動 (サイリスタレオナード方式)
電 源	商用電源400V, 50Hz

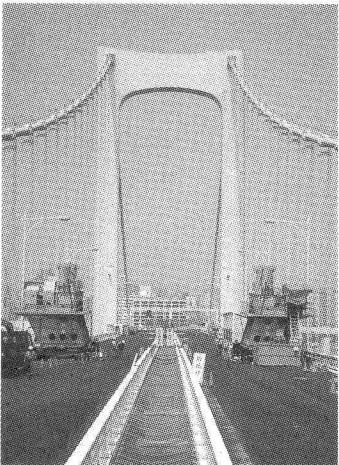


写真-1 起振機

5.2 計測機器

(1) 常時微動測定

常時微動測定時の計測機器配置を図-8に示す。本計測では、長周期の微動レベルの振動をより高感度で捉えることのできる速度計を採用し、補剛桁と主塔塔頂に着目して観測した。

(2) 強制加振実験、自由振動実験

加振実験、自由振動実験における計測機器配置を図-9に示す。本計測では、微動に比して大振動であるので加速度計と変位計を主体に橋体各部を観測することとした。

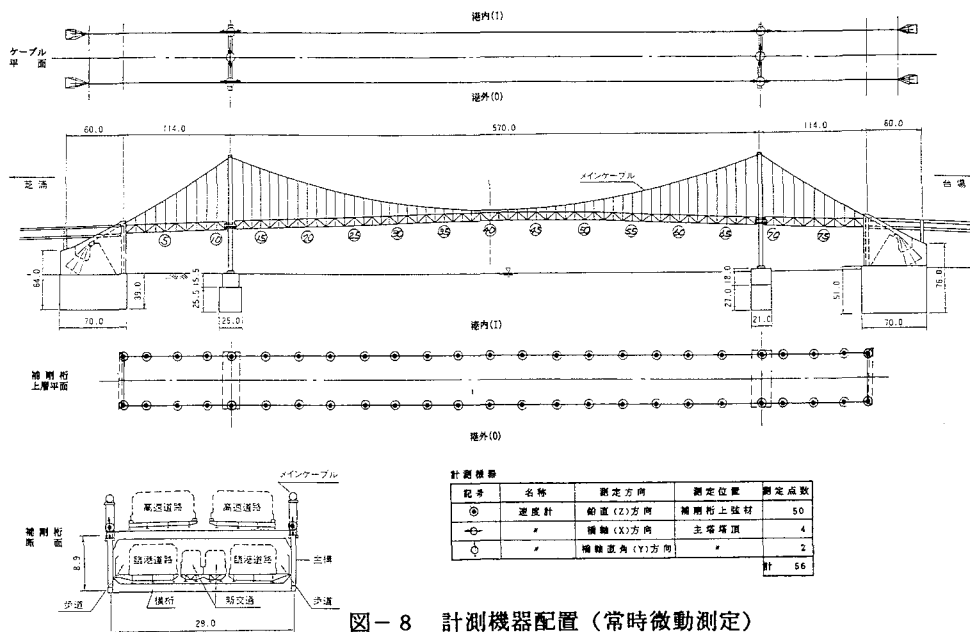


図-8 計測機器配置(常時微動測定)

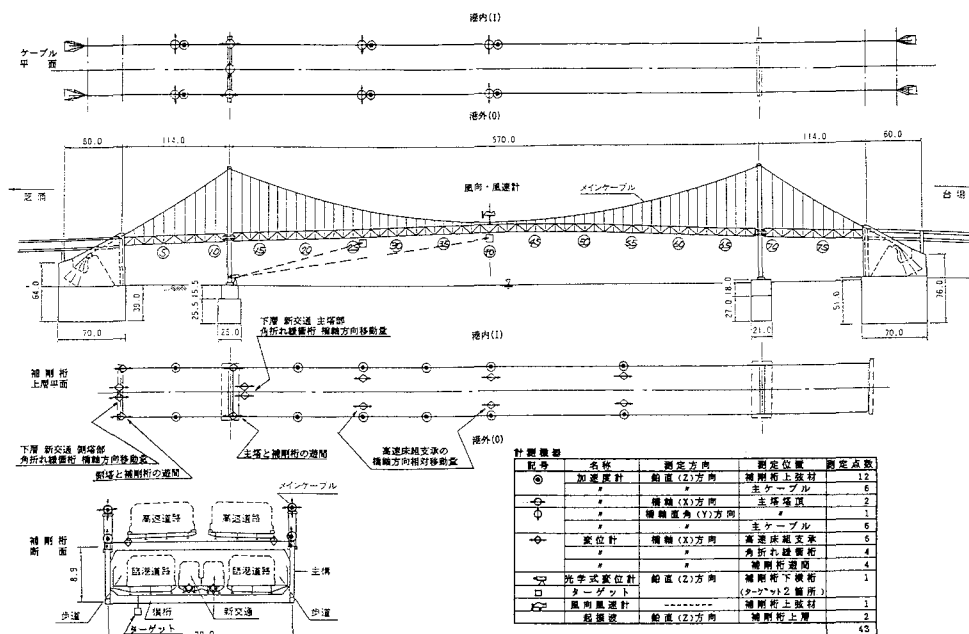


図-9 計測機器配置(強制加振実験、自由振動実験)

6. 実験結果と考察

6.1 固有振動数と振動モード

(1) 固有値解析モデル

実験に先立ち、橋体の固有振動数と振動モードを推定し実験結果と比較考察するため、固有値解析を行った。

解析モデルは、耐震・耐風設計に用いた立体魚骨モデルを使用した。このモデルでは、高速道路中央区間床組を骨組部材としてモデル化し、補剛桁に対する「重ね梁」としての挙動を評価できるよう配慮している。

なお、補剛桁と塔の結合条件は次の2種類を用意した。

- ①モデル-1（リンク部ピンモデル）；補剛桁と塔をリンク部材によりピン結合し、補剛桁と塔の相対変位をフリーにしたモデル。（設計で使用したモデル）
- ②モデル-2（リンク部固定モデル）；実橋の補剛桁端部（リンク、道路伸縮装置、ウインドダクト等の摺動部）において発生が予想される摩擦力により、補剛桁の橋軸方向変位が拘束された場合を想定し、リンク部材両端を剛結合とすることにより補剛桁と塔の橋軸方向の相対変位を拘束したモデル。

(2) 強制加振実験

強制加振実験による共振曲線図を図-10に示す。最大振幅は曲げ対称1次振動の場合に発生し、その値は±115mmであった。

なお、 $L/4$ 点にて加振する曲げ逆対称1次実験においては、曲げ対称1次と

の連成モードが現れ、 $f=0.260\text{Hz}$ （ $L/2$ 点加振実験により求められた曲げ対称1次の固有振動数）より若干低い振動数で曲げ逆対称1次が卓越するモードとなったものの、その時点では応答振幅がピークに達せず、振動数が $f=0.260\text{Hz}$ を越え、曲げ対称1次モードが卓越した時点でピークを迎えたため、固有振動数の同定が困難であった。

そこで、曲げ逆対称1次と曲げ対称1次の連成波から逆対称成分を分離するため、図-11に示す通り $L/4$ 点と $3L/4$ 点の同時性ある応答加速度をもとにその差をとり、この値がピークを迎えるときの振動数をもって曲げ逆対称1次の固有振動数とした。

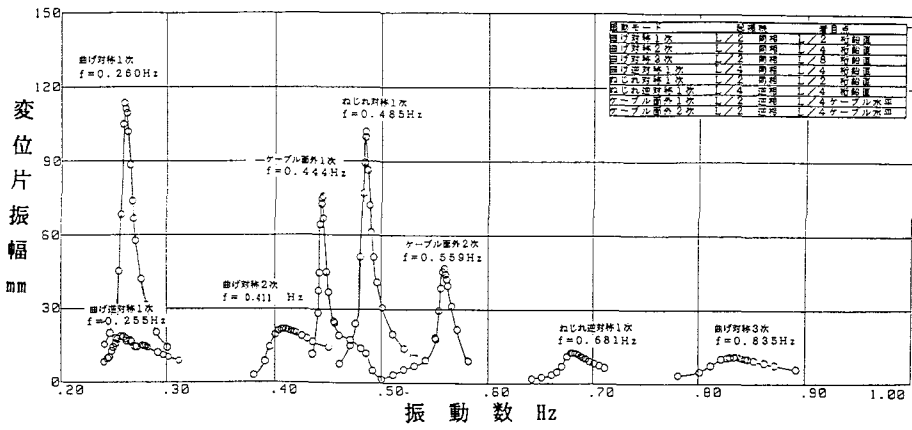


図-10 共振曲線図

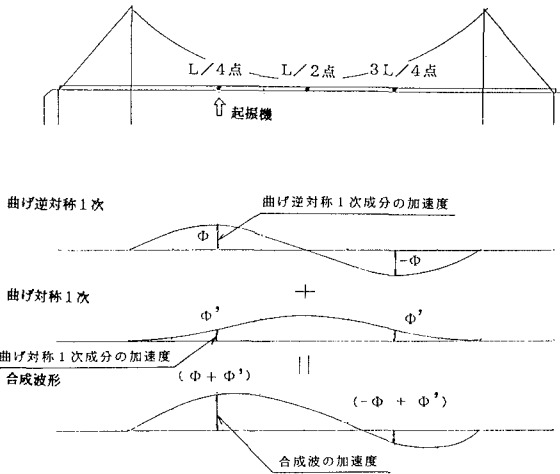


図-11 連成波形の分離

(3) 常時微動測定

図-12に常時微動のフーリエスペクトル解析結果を示す。この図より、L/2点については対称モード以外の卓越周波数は把握できないが、L/8点ではスペクトル値は小さいものの全モードの卓越周波数を知ることができる。ただし、(2)項で触れた曲げ逆対称1次の固有振動数については、常時微動測定でも曲げ対称1次と近接しているため判別することができなかった。

また振動モード図は、常時微動の応答レベルから伝達関数を用いて描くことができた。

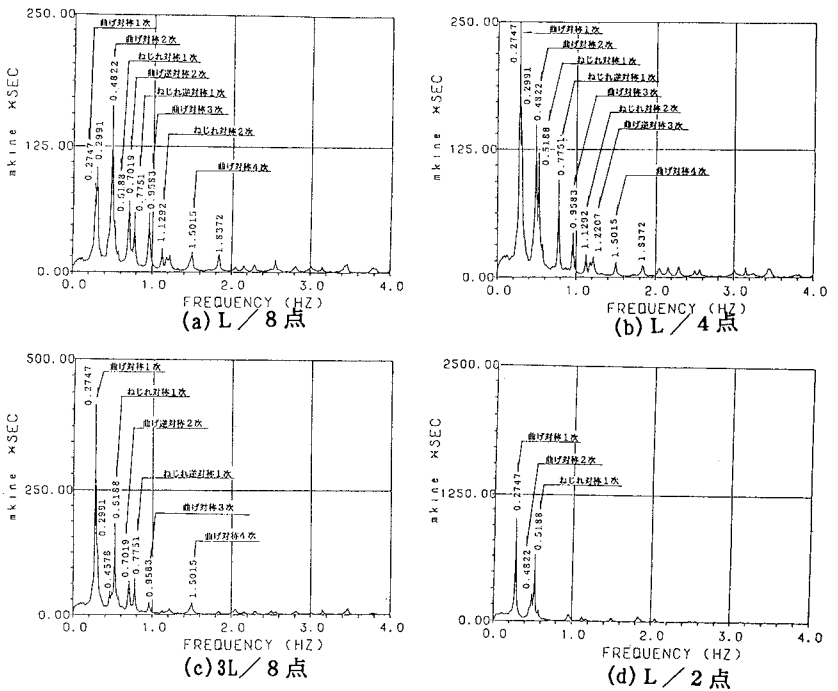


図-12 常時微動スペクトル図

(4) 固有振動数の比較

固有振動数の計算値と実測値を表-3に比較して示す。同表より、各固有振動数のうち、曲げ振動についてはリンク部ピンモデルの計算値が最も低く、ついでリンク部固定モデルの計算値、強制加振の実測値、常時微動の実測値の順に高振動数となっているのがわかる。またねじれ振動については、計算上ピンと固定で振動数に差が生じなかったが、計算値と計測値の比較では曲げ振動と同様の傾向が見られた。計算上差が生じなかった理由として、ねじれ振動の場合リンク位置でのモードの振幅が小さいため、同位置での変位拘束がそれほど振動数に影響しないためと考えられる。

なお、各固有振動数の差に着目すると、曲げ、ねじれともリンク部固定モデル（ねじれの場合はピンモデルの場合も同じ）の計算値と強制加振の実測値がかなり近い値となっている。

固有振動数に影響を及ぼす要因として、次のものが考えられる。

- ①補剛桁端部（リンク、道路伸縮装置、ウインド沓等）の摩擦の影響
- ②高速、臨港、新交通各床組沓の摩擦の影響

曲げ振動の場合、強制加振の状態では固有振動数がリンク部固定モデルの解析結果とかなり近い値を示していることから、補剛桁端部の摩擦による拘束が固有振動数に影響を及ぼしていることが推測できる。また常時微動

の状態では強制加振の時に比べ固有振動数が高くなっているが、これは振幅そのものが小さいため補剛桁端部の摩擦に

表-3 固有振動数の比較

振動モード	計算値		計測値		計測値/計算値			
	① リンク部ピン	② リンク部固定	③ 強制加振	④ 常時微動	③/①	③/②	④/①	④/②
曲げ対称1次	0.240	0.246	0.260	0.275	1.08	1.06	1.15	1.12
曲げ対称2次	0.356	0.395	0.411	0.482	1.15	1.04	1.35	1.22
曲げ対称3次	0.769	0.836	0.835	0.958	1.09	1.00	1.25	1.15
曲げ逆対称1次	0.176	0.242	*1 0.255	判明せず	1.45	1.05	0.00	0.00
ねじれ対称1次	0.439	0.439	0.485	0.519	1.10	1.10	1.18	1.18
ねじれ逆対称1次	0.599	0.599	0.681	0.775	1.14	1.14	1.29	1.29
ケーブル面外1次	0.413	----	0.444	計測せず	----	----	----	----
ケーブル面外2次	0.532	----	0.559	計測せず	----	----	----	----

*1. 曲げ対称1次モードとの連成波形の振動数を示す。

加え、各床組沓の摩擦の影響が大となり、各支承とも固定沓に近い状態で機能しているためと推測され、その結果補剛桁と主・側塔および床組とが一体化し、見掛け上の補剛桁剛性が上がることにより高振動数側になったと考えられる。

一方ねじれ振動の場合、計算結果より補剛桁端部における拘束の影響は小さいと推測され、床組沓の摩擦が影響していると考ええる。

(5) 振動モードの形状比較

図-13に振動モード図を示す。

各モードにおける振動モード形状は、計算、強制加振、常時微動ともほぼ等しい形状であった。ただし、曲げ逆対称1次モードについては、(2)項で述べた通り連成モードとなり、計算値とは一致しな

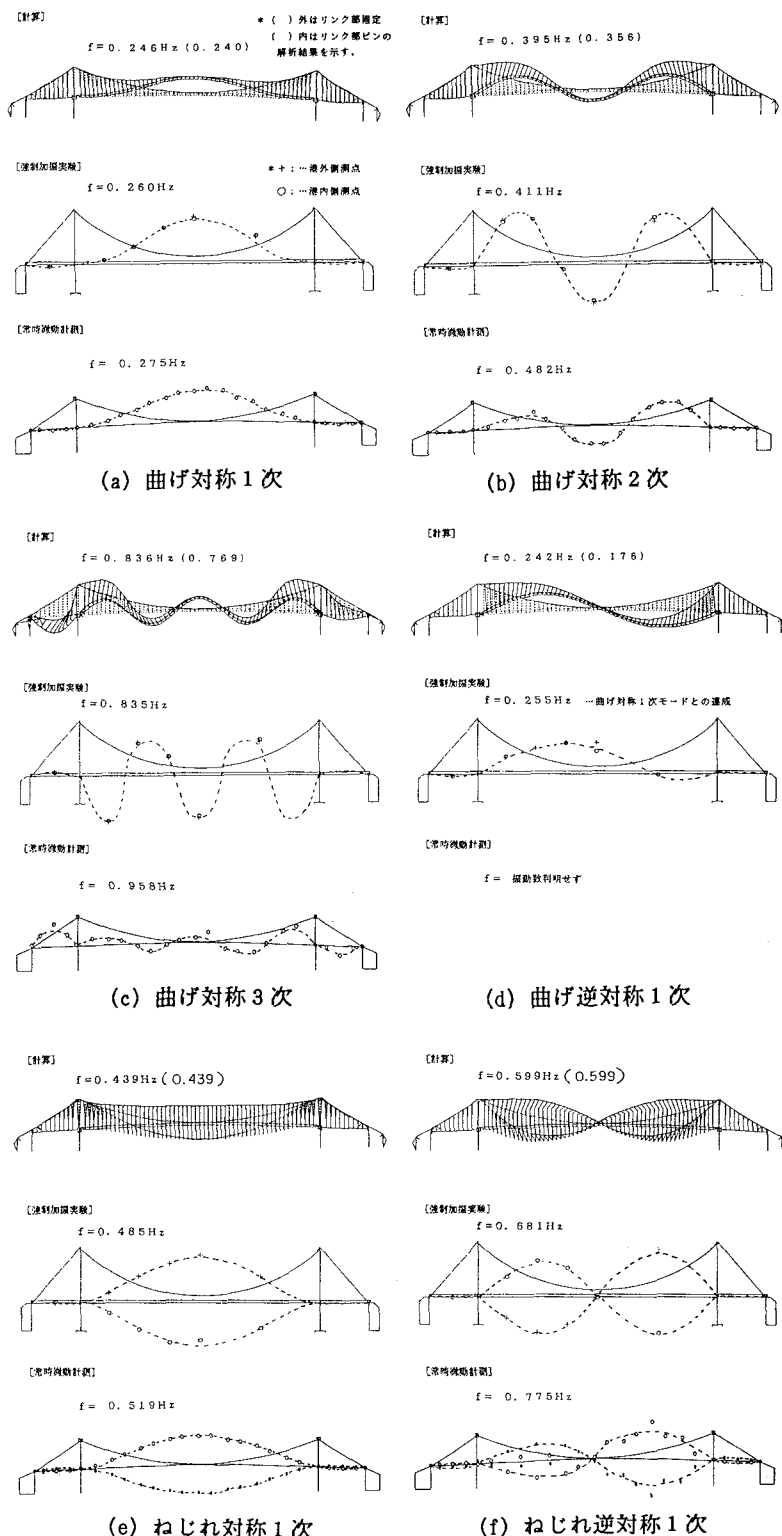


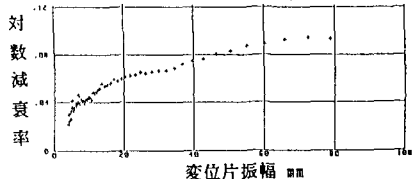
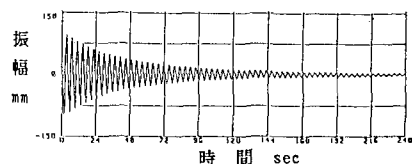
図-13 振動モード図

かった。また常時微動測定によるモード図は、微小な波形から解析的にモードを算出しているため、振幅の小さい高次振動ほど測定結果にばらつきがみられる。

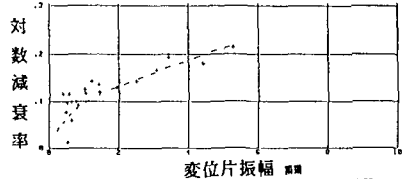
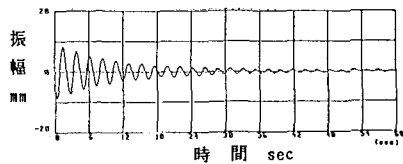
6.2 小振幅域、大振幅域での対数減衰率

図-14に各モードの自由振動波および振幅に対する対数減衰率の関係をグラフ化して示す。

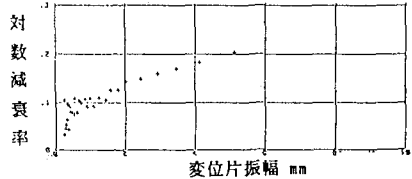
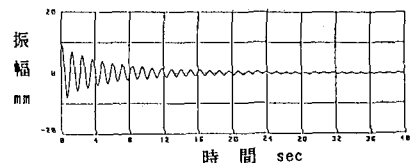
また、実験結果の対数減衰率を表-4に比較して示す。これらの図表から、曲げ振動の自由振動実験結果については、いずれのモードに対しても振幅依存性がみられ、大振幅域では対数減衰率は大きく、振幅が小さくなるにつれて減衰率も小さくなる。一方、ねじれ振動については、振幅依存性がほとんど見られなかったといえる。



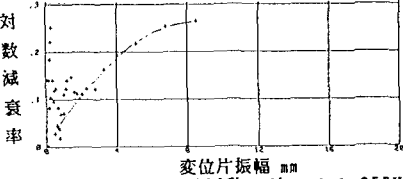
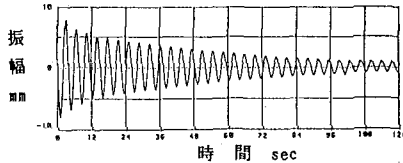
(a) 曲げ対称1次 $f=0.260\text{Hz}$



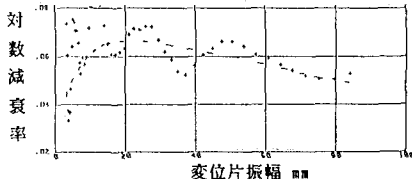
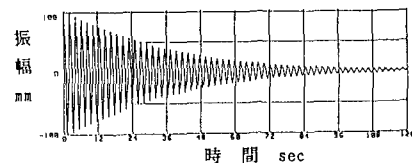
(b) 曲げ対称2次 $f=0.411\text{Hz}$



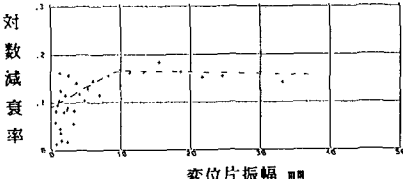
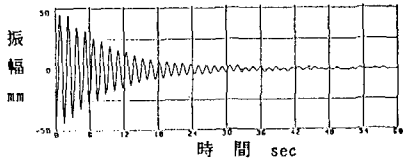
(c) 曲げ対称3次 $f=0.835\text{Hz}$



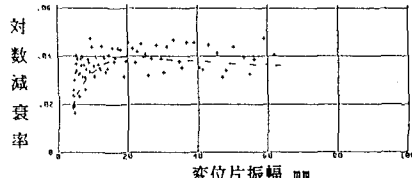
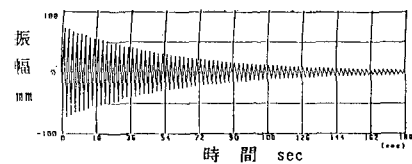
(d) 曲げ逆対称1次 $f=0.255\text{Hz}$



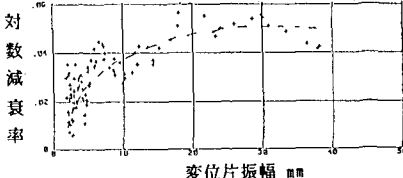
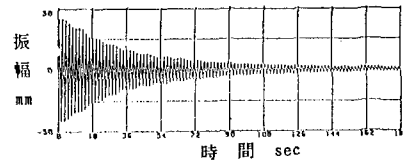
(e) ねじれ対称1次 $f=0.485\text{Hz}$



(f) ねじれ逆対称1次 $f=0.681\text{Hz}$



(g) ケーブル面外1次 $f=0.444\text{Hz}$



(h) ケーブル面外2次 $f=0.559\text{Hz}$

図-14 自由振動波形と対数減衰率の推移

共振曲線ハーフパワー法の対数減衰率は、自由振動の大振幅域の減衰率と比較してほぼ一致する。一方、常時微動ハーフパワー法より求めた対数減衰率は、精度的に問題はあるものの自由振動の小振幅域の減衰率に比較的近い傾向となった。

6.3 高速道路床組可動柵の機能確認

本実験では、固有振動数、振動モードおよび対数減衰率の測定他に、高速道路床組可動柵のすべり機能確認のため支承と補剛トラスの相対移動量を測定した。

測定値と計算値を表-5にまとめて示す。

表中の計算移動量は、主構最大振幅と計算モード形状より支承の相対移動量を計算したものである。測定値と比較すると、各振動モードとも定量的には一致しないものの定性的には一致している。定量的に一致しない要因として、計算上支承の摩擦を考慮していないこと、また測定量が1~3mmと微小であり測定誤差の影響が無視できないことが挙げられる。

6.4 新交通角折れ緩衝柵の機能確認

前項と同様に、新交通システム角折れ緩衝柵の移動量を測定し、摺動部のすべり機能の確認を行った。その結果を表-6にまとめて示す。計算値をみると、曲げ対称1次モードで7.7mmあるものの、その他のモードでは1mm以下であり、測定誤差を考えると移動量が小さいものは、比較の対象とすることができない。また曲げ逆対称1次モードは連成振動していたためこれも比較には不適當である。よって、曲げ対称1次の結果を比較すると、側塔部計算値3.1mmに対して測定値0.9mm、主塔部計算値7.7mmに対して測定値2.6mmと測定値は計算値に比較して小さい値であった。この要因として、主・側塔部におけるリンク、道路伸縮装置およびウインド柵の摩擦が考えられる。本実験により、定量的には確認できなかったものの、定性的に機能の確認ができたと考えられる。

6.5 ケーブル面外振動の確認

起振機を逆相運転することによりケーブルには橋軸直角方向の水平力が生じ、これによりケーブルの面外振動が発生した。

ケーブルの面外1次、2次振動に対する補剛柵の挙動を図-15、16に示す。この図から、ケーブル面

表-4 対数減衰率の比較

振動モード	共振実験 F (Hz)	対数減衰率δ					備考
		自由振動 実験結果	共振曲線 h-7h ² /3-法	常時微動 h-7h ² /3-法	耐風設計 上部工	耐震設計 上部工	
曲げ対称1次	0.260	0.09 → 0.03	0.11	0.15			
曲げ対称2次	0.411	0.25 → 0.07	0.24	0.11			
曲げ対称3次	0.835	0.20 → 0.05	0.23	0.05			
曲げ逆対称1次	*1 0.255	0.25 → 0.05	0.28	----	0.03	0.13	
ねじれ対称1次	0.485	0.05 → 0.06	0.04	0.08		(h=0.02)	
ねじれ逆対称1次	0.681	0.18 → 0.10	0.11	0.08			
ケーブル面外1次	0.444	0.04 → 0.02	0.04	----			
ケーブル面外2次	0.559	0.05 → 0.02	0.06	----			
平均値	----	0.14 → 0.05	0.14	0.09	0.03	0.13	

*1、曲げ対称1次モードとの連成波形の振動数を示す。

表-5 高速道路床組可動柵の相対移動量

振動モード	測点	相対移動量 (mm)			備考
		計算値	測定値	差(2)-(1)	
曲げ対称1次	L/4	3.6	1.5	-2.1	
	L/2	0.0	0.1	0.1	
	3L/4	3.6	1.5	-2.1	
曲げ対称2次	L/4	1.7	0.8	-0.9	
	L/2	0.0	0.2	0.2	
	3L/4	1.7	0.9	-0.8	
曲げ対称3次	L/4	1.3	1.2	-0.1	
	L/2	0.0	0.1	0.1	
	3L/4	1.4	1.1	-0.3	
曲げ逆対称1次	L/4	1.6	0.2	-1.4	
	L/2	3.1	0.7	-2.4	
	3L/4	1.6	0.2	-1.4	
ねじれ対称1次	L/4	1.1	2.7	1.6	
	L/2	0.0	0.1	0.1	
	3L/4	1.1	2.2	1.1	
ねじれ逆対称1次	L/4	0.8	0.1	-0.5	
	L/2	1.5	2.5	1.0	
	3L/4	0.8	0.1	-0.5	

相対移動量は、測定補剛桁直線振幅を入力値として計算値モード形状より換算した。

表-6 新交通角折れ緩衝柵の相対移動量

振動モード	桁鉛直 最大振幅	側塔部角折れ緩衝柵 (mm)		主塔部角折れ緩衝柵 (mm)	
		計算値	測定値	計算値	測定値
曲げ対称1次	114.8	3.1	0.9	7.7	2.6
曲げ対称2次	21.6	0.8	0.1	0.1	0.5
曲げ対称3次	10.8	3.0	0.1	0.8	0.4
曲げ逆対称1次	28.4	0.1	1.0	5.0	1.4
ねじれ対称1次	101.9	0.3	0.2	0.5	0.1
ねじれ逆対称1次	12.8	0.0	0.1	0.3	0.1

外1次の振動はケーブルと桁上弦材格点が同位相で振動しているのに対し、ケーブル面外2次の振動は逆位相で振動しているのがわかる。

表-3に固有振動数の計算値との比較、表-4に対数減衰率、図-14に各モードごとの振幅と対数減衰率との相関図を示した。固有振動数については、補剛桁のねじれ振動の影響が危惧されたが、表-3に示す通り計算値とよく一致する結果となった。また対数減衰率は、表-4の通り1次で $\delta = 0.04$ 、2次で $\delta = 0.06$ （最大値）となった。また図-14では、ケーブル面外1次と2次との間で対数減衰率の振幅依存性に違いがみられ、これは上述のケーブルと補剛桁の位相の関係が1次と2次で異なることが原因していると考えられる。すなわち、面外2次の振動ではケーブルと補剛桁が逆位相で振動するため、ケーブルの振幅をもとへ戻そうとする補剛桁の復元力が1次の場合に比べ大きく、特に大振幅域での復元力に差が生じ、上記の通り振幅依存性に違いが生じたと考えられる。

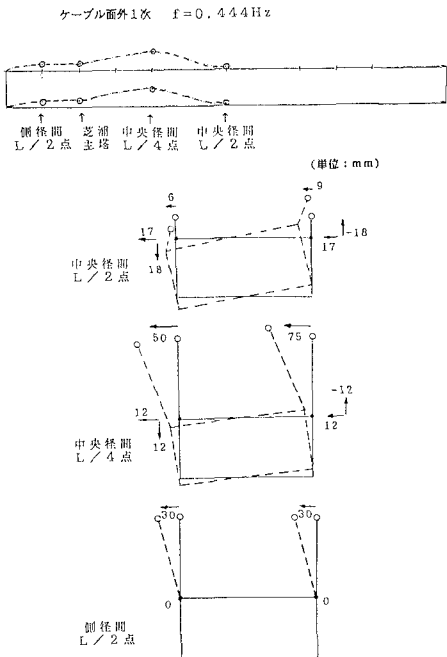


図-15 ケーブル面外1次モード

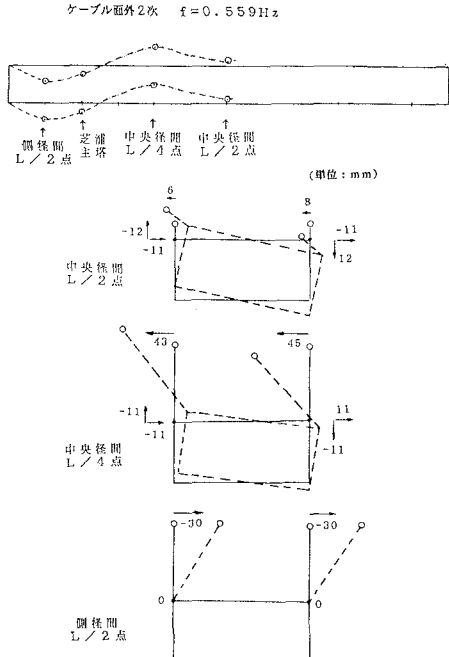


図-16 ケーブル面外2次モード

6.6 既往吊橋との比較

これまでに施工された吊橋のうち、本実験と同様に大型起振機を用いた振動実験結果を表-7に比較して示す。同表より、以下のことがいえる。

- ① レインボーブリッジを含め補剛桁がトラスの場合、曲げ振動に比べねじれ振動の場合の対数減衰率は低くなる傾向にある。
- ② 本橋は、支間に対する桁剛性が高いため、支間のほぼ等しい大島大橋と比較して、固有振動数が高い値になったと考えられる。
- ③ 大鳴門橋においても、本橋と同様に曲げ対称1次と

表-7 既往の吊橋振動実験結果との比較

橋名	6) 大鳴門橋	7) 大島大橋	8) 南備讃瀬戸大橋	9) レインボーブリッジ
構造形式	2 ヒンジ トラス	2 ヒンジ 箱桁	連続 トラス	2 ヒンジ トラス
中央径間長(m)	876	560	1100	570
曲げ 対称1次	f (Hz) δ	0.17 0.11	0.23 0.03	0.17 0.04
曲げ 対称2次	f (Hz) δ	0.28 0.08	0.32 0.05	0.23 0.10
曲げ 対称3次	f (Hz) δ	----- -----	0.54 0.03	0.39 0.10
曲げ 逆対称1次	f (Hz) δ	0.17 0.11	0.19 0.23	0.15 0.09
ねじれ 対称1次	f (Hz) δ	0.33 0.03	0.55 0.04	0.33 0.03
ねじれ 逆対称1次	f (Hz) δ	0.51 0.06	0.74 0.08	0.46 0.04

注) 表中 f は、強制加振実験による固有振動数であり、 δ は、起振機停止直後の自由振動による対数減衰率である。

逆対称1次の固有振動数が一致しており、互いに連成したモードとなっている。

なお6.2節で述べたとおり、本橋のねじれ振動については構造減衰の振幅依存性が見られなかったが、他橋⁶⁾⁷⁾⁸⁾においては、曲げ振動ねじれ振動共に振幅依存性が確認されている。

6.7 構造減衰の設計照査

(1) 設計値

本橋上部工の耐風設計に当たっては、構造減衰を本橋設計基準⁹⁾に基づき全体系で $\delta = 0.03$ と仮定した。

(2) 耐風設計照査

前述の通り、補剛桁の振動モードは計算値とほぼ等しい形状となり、また固有振動数も設計値と比べ高めの値ではあるものの、補剛桁端部の摩擦による拘束を考慮した計算値に対してはほぼ近い値を示した。また本橋の構造減衰率は、大振幅域で $\delta = 0.14$ 、小振幅域でも $\delta = 0.05$ 程度は確保されており、設計上の仮定値 $\delta = 0.03$ を上回る結果が得られた。以上より、本橋の耐風設計時における動的特性に関する評価は適切であり、その妥当性が確認できたと考える。

7. まとめ

本振動実験より得られた結果をまとめると以下の通りである。

(1) 動的特性

補剛桁の固有振動数は、曲げ振動、ねじれ振動とも、計算値、強制加振、常時微動の順に高い値となった。なお強制加振による計測値はリンク部固定モデルによる計算値(ねじれ振動の場合はピンモデルの場合も同じ値)にかなり近い値を示した。

本橋の固有振動数には、補剛桁端部(リンク、道路伸縮装置、ウインドダウ等)及び各床組桁の摺動面に発生する摩擦が影響していると考えられる。曲げ振動の場合、強制加振の状態では、補剛桁端部の摩擦による拘束が影響していると推測される。また常時微動の状態では、振幅そのものが小さいため補剛桁端部の摩擦に加え各床組桁の摩擦の影響が大となり、各支承とも固定ダウに近い状態となり、見かけ上補剛桁剛性が上がることで高振動数側になったと推測される。一方ねじれ振動の場合、計算結果より補剛桁端部における拘束の影響は小さいと推測され、床組桁の摩擦が影響していると考えられる。

次に補剛桁の振動モードについては、各モードにおいて計算値、強制加振、常時微動ともほぼ等しい形状が得られた。

対数減衰率については、曲げ振動の場合いずれのモードについても振幅依存性が認められたが、ねじり振動については有意な依存性が認められなかった。また実験結果相互の比較では、共振曲線ハーフパワー法から求まる対数減衰率は自由振動実験の大振幅域での減衰率とほぼ一致し、常時微動ハーフパワー法から求まる対数減衰率は同実験の小振幅域での減衰率とほぼ一致した。実験結果より本橋の構造減衰率は、大振幅域で $\delta = 0.14$ 、小振幅域で $\delta = 0.05$ 程度と推測される。

なお、本実験中起振機を逆相運転した際ケーブルの面外1次、2次振動が発生した。固有振動数を計算値と比較すると1次、2次ともよく一致した。また対数減衰率は、面外1次振動で $\delta = 0.04$ 、面外2次振動で $\delta = 0.06$ (最大値)の値が得られた。

(2) 設計との対比

今回行った振動実験では、橋体の振動モードにおいて対数減衰率が0.03を上回る結果となっており、本橋の耐風安定性は確保できていると考える。特に曲げ振動に対する耐風安定性については、構造減衰の振幅依存性を考え合わせると十分確保できていると考える。

(3) 高速道路床組可動ダウ及び新交角折れ緩衝桁摺動部の機能確認結果

本実験において計算上予想される移動量は、床組可動ダウ、緩衝桁摺動部とも、最大で7mm程度と極めて小

さい値であった。そのため計算値と実測値は定量的に一致しなかった。しかし床組可動脊については、着目位置ごとに計算値と実測値を比較すると、定性的には良く一致していることがわかった。また本実験を終了した段階で両構造について目視検査を行い、機能的に正常であることを確認した。

本実験を通じ、両構造について設計段階で実施した機能確認試験における各部の挙動を実橋により確認することができた。さらに床組可動脊については、設計段階で使用した解析モデルから得られる床組全体の挙動とほぼ同様の挙動が確認された。

最後に、本橋の耐風設計に関し当初から一貫して御指導頂いた東京大学藤野教授には、深く感謝の意を表します。また、本州四国連絡橋公団の御好意により起振機を借用させて頂けたことを深く感謝致します。

[参考文献]

- 1) 藤野、奇、板倉、伊東：東京港連絡橋吊橋補剛桁の耐風検討、土木学会第43回年次学術講演会, 1988. 10
- 2) 半野、小坂、奇：二層構造の補剛トラス桁を有する吊橋の全径間風洞試験、土木学会第44回年次学術講演会, 1989. 10
- 3) 佐藤、富永、並川、清田、能勢：首都高速12号線吊橋の主塔架設時制振対策、土木学会振動制御コロキウム PART. B 講演論文集, 1991. 7
- 4) 並川、佐藤、富永、清田、横尾、今野：ケーブル架設時における吊橋主塔の振動特性、土木学会第47回年次学術講演会, 1992. 9
- 5) 佐藤、富永、並川、今野、能勢、川上：首都高速12号線吊橋主塔における動態観測、土木学会第47回年次学術講演会, 1992. 9
- 6) 田中、淵田、岩屋：大鳴門橋振動実験報告、本四技報, No. 36, 1985. 12
- 7) 福井、平塚、清田、村上：補剛箱桁を有する吊橋の振動実験、構造工学論文集, Vol. 35A, 1989. 3
- 8) 奥田、大川：南備讃瀬戸大橋振動実験、本四技報, No. 49, 1989. 1
- 9) 首都高速道路公団：首都高速12号線吊橋設計基準、平成元年3月

(1993年9月16日受付)