

多径間連続鋼床版箱桁橋の起振実験とその動的特性

EXCITATION EXPERIMENT AND DYNAMIC CHARACTERISTICS OF A CONTINUOUS STEEL BOX GIRDER

吉田好孝*、時田秀往**、藤野陽三***、勝浦啓****

Yoshitaka YOSHIDA, Hideyuki TOKITA, Yozo FUJINO and Hiroshi KATSUURA

* 東京湾横断道路 (株) 技術部 (〒102 東京都千代田区一番町15番地5)

** 東京湾横断道路 (株) 技術部 (〒102 東京都千代田区一番町15番地5)

*** Ph.D 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷7丁目3番1号)

**** 三菱重工業 (株) 横浜研究所 (〒231 横浜市中区錦町12番地)

Excitation experiment was conducted on a 10-span continuous box girder with steel deck plates. Natural frequencies, damping of the multi-continuous box girder were obtained. The experiment is mainly made up of the vertical bending modes of three parts, sweep tests, damped free vibration tests and micro tremor measurement. The natural frequencies measured by the experiment agree fairly with the predicted ones. The logarithmic decrement ranges from 0.028 to 0.044 on the lower modes and they showed a slight dependence of the amplitude. The values of the damping were lower than those predicted by the formula.

Key Words : excitation experiment, long span steel box girder, damping, natural frequency

1. まえがき

近年、我が国では鋼箱桁橋の長大化が著しい。1989年には最大支間長 $L=235\text{m}$ の正蓮寺川大橋が、1990年には $L=250\text{m}$ の海田大橋が相次いで完成し、1995年には、なみはや大橋 ($L=250\text{m}$) が完成した。また1994年には東京湾横断道路の橋梁部 ($L=240\text{m}$, 橋梁部全長約4.4km) の桁が閉合している。我が国における鋼箱桁の最大支間長は250m, 海外では $L=300\text{m}$ のCosta e Silva橋 (ブラジル) も1973年に完成している¹⁾。

ところで、これまでの鋼箱桁橋では、連続化を図る場合でも3径間あるいは4径間程度の規模の橋梁が多かった。しかし最近、主に耐震性と走行性の向上を目的として、多径間連続桁形式を採用する傾向が強まっている。東京湾横断道路の橋梁部においても、当初3径間連続桁及び4径間連続桁構造を計画していたが、可能な限り多径間化を図ることとし、9~11径間という多径間連続桁を連ねることとなった (図-1)^{2, 4)}。

鋼連続箱桁のこのような長大化、多径間化に伴い、こ

れまであまり注意を払われなかった問題が顕在化してくることとなる。支間長が長大化すると相対的に桁剛性が小さくなり、すなわち耐風安定性が低下する可能性がある。また桁が多径間化することにより、耐風性状を検討する上で、低次の振動モードのみならず高次振動モードまでが低い固有振動数を有し、その結果、これら全てを耐風性の観点から考慮しなければならない。したがって多径間連続桁の耐風設計を行う場合、その固有振動数、振動モード、構造減衰など振動に関する基本的特性を、高次振動モードに至るまで把握することが必要となる。

東京湾横断道路の橋梁部の中で最大規模の桁構造は、航路を横断している沖合部10径間連続桁である。本橋に関し設計検討段階で実施した風洞試験では、渦励振による鉛直撓み振動が確認されていた^{3, 4)}。本橋では桁完成後に、海底シールドトンネル工事などの工事用道路として2年間以上も使用する予定であった。そこで箱桁架設時に制振装置を桁内に組み込むことはせず、工事期間を利用して起振実験、動態観測などを実施した上で、必要があれば制振装置 (Tuned Mass Damper) の製作、設置

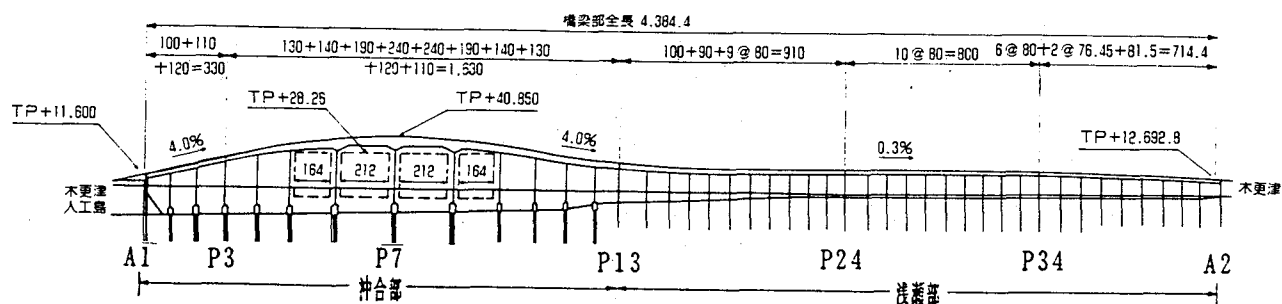


圖-1 東京灣橫斷道路橋梁部

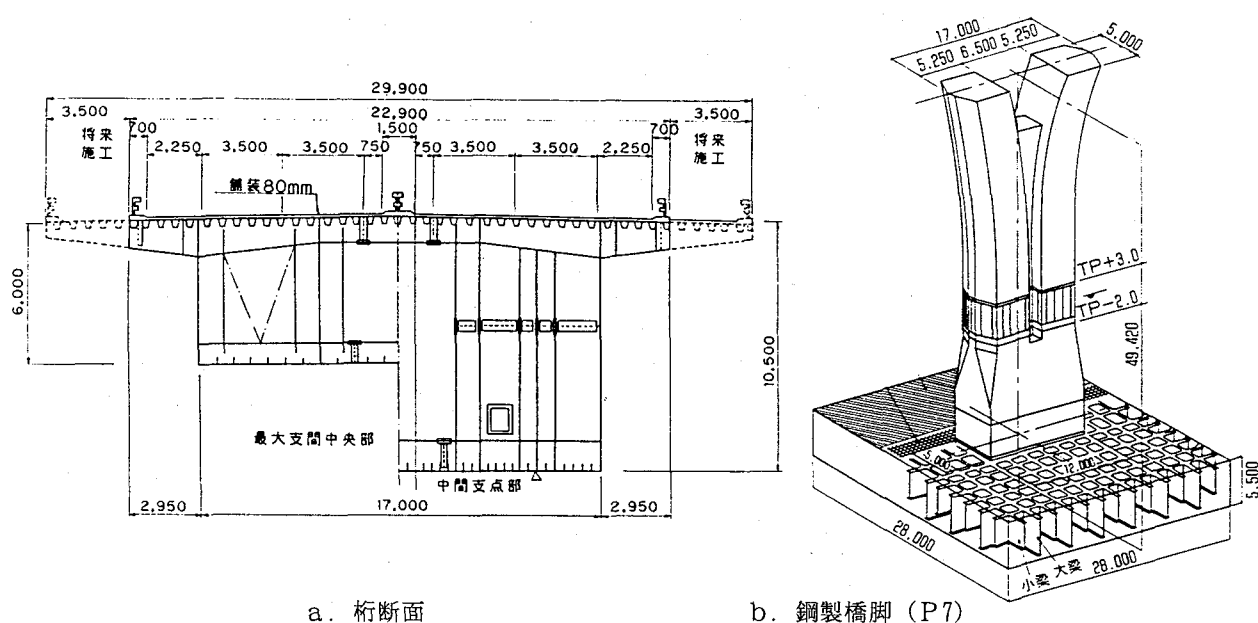


図-2 沖合い部10径間連続桁部の構造詳細

などを行うこととした。

このような状況の中で、本橋の動的特性の把握を目的として起振実験を実施した⁵⁾。鋼連続箱桁橋の実橋振動試験については、これまでもいくつかの報告があるが^{6)~12)}、本橋のような多径間連続桁でかつ長大支間長、4車線幅員の大規模な鋼箱桁としては初めての例といえる。

橋梁の減衰に関する要因としては、構造材料の内部粘性に基づく減衰、構造部材相互や支点などにおける摩擦損失エネルギーによる減衰、空力減衰などがある。本橋は鋼床版桁で溶接構造が主体であり、橋脚は鋼製で撓み性構造である。すなわち橋脚と桁を固定支承で結合し、桁の水平変位や橋脚間の桁伸縮は橋脚の水平撓みで吸収する方式である。従って橋脚はフレキシブルな構造となり、支承部の摩擦減衰効果なども殆ど期待できない。そのため同種の他の鋼箱桁よりは構造減衰が低い可能性があることも予想された。なお風洞試験で発現した設計風速以下の振動は、渦励振による鉛直撓み振動のみであるため、振れ振動は起振実験の対象としなかった。

2. 橋梁の構造概要

起振実験の対象とした橋梁上部構造は、沖合い部の10径間連続鋼床版箱桁型式である。箱桁の断面構造は1ボックス3セル、桁高は橋軸方向に変断面で、最大桁高は $h=10.5\text{m}$ (P7支点部)、支間長240m部分の中央で $h=6.0\text{m}$ 、桁端部では $h=3.0\text{m}$ となる(図-2)。

下部構造は全て海中橋脚であり、P3～P12がフーチング及び脚柱とも鋼製で鋼管杭基礎、P13が鉄筋コンクリート製橋脚で鋼管矢板井筒基礎である。鋼製橋脚の内部は、TP+6.0mまでコンクリートを充填している。

本橋は航路を越えるため縦断勾配は比較的大きく、P7付近を頂点としてその前後は約4%である。橋面舗装はグースアスファルト舗装厚40mm、改質アスファルト舗装厚40mm、合計舗装厚80mmで、起振実験時には既に施工済みであった。今回の起振実験の対象とした沖合い部多径間連続橋梁の構造上の特徴は、以下の通りである。

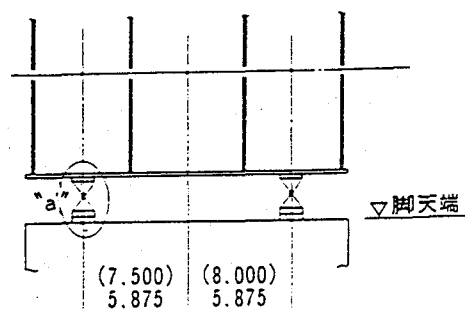
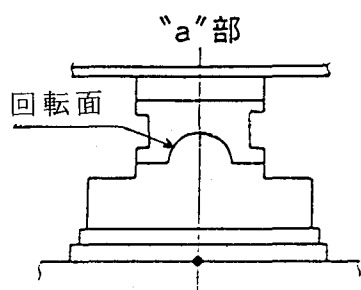


図-3 ピボット支承部 (P7)

- (1) 4車線の鋼連続箱桁橋としては、我が国で初めての10径間連続橋(全長 $L=1630\text{m}$)である。
- (2) 最大支間長 240m は、鋼連続箱桁橋としては我が国では第3位の長さである。
- (3) 各支間長は 240m から 110m まで、等差級数的に順次変化する。
- (4) 箱桁断面は、往復4車線を一体とした大幅員の1ボックス3セル構造である。
- (5) 桁中間部(P4~P11)の支承は、2点支持の鋼製大型ピボット支承で、桁と鋼製橋脚とはヒンジ結合である。また桁端部(P3, P12, P13)の支承は可動で、鋼製大型ピボットローラー支承である。
- (6) 温度変化などに起因する桁の橋軸方向伸縮は、桁中間部においては鋼製橋脚の水平撓みで吸収する、いわゆる反力分散型の構造型式である。
- (7) 桁はすべて工場製作され、架設用ベントは用いずに大型FC船により一括架設した。高力ボルトによる桁外面の添接箇所は、大ブロック相互の現場添接部のみで、添接箇所数は9箇所(各径間で1箇所)である。
- (8) 供用開始時の車線数は往復4車線であるが、将来は交通量の増加に応じて、ブラケットを箱桁の両側に追加することにより、6車線に拡幅できる設計になっている。

3. 振動解析

設計検討段階において振動解析は実施していたが、起振実験に先立ち、改めて任意形構造物振動解析プログラム(NASTRAN)により、本橋の振動解析を行った。固有値の計算には拡張インバースパワー法を用いた¹³⁾。桁は1本の橋軸方向梁部材と多数の横方向梁部材からなる骨組モデル(フィッシュボーンモデル)とし、桁の重量分布についても、開通当初は往復4車線であること、公共添架物の一部(電力ケーブル)が未載荷であること及び最終的な鋼重などをできるだけ正確に再現した。解析モデルにおける桁の質点数は各径間で異なるが、P7~P8間では30質点、10径間全体では176質点である。(1) 起振機

温度変化などによる桁の橋軸方向水平変位は、図-3に示すように、ピボット支承を介して鋼製橋脚の水平撓みで吸収する構造である。従って橋脚の水平撓みが桁の振動に与える影響を考慮し、橋脚も解析モデルに含めることとした。橋脚の解析モデルはY型形状をそのまま梁-質点系モデルとし、質点数は17程度である。

解析結果によればモード縦距の最大点は、1次振動モードでは最大支間長であるP6~P7~P8(各々 $L=240\text{m}$)の支間中央で生じ、2次振動モードでは2番目に長い支間長であるP5~P6及びP8~P9(各々 $L=190\text{m}$)で生じている。また3次以上の高次モードでは、支間長 140m 以下の径間で生じている。

桁が橋軸方向に水平変位する振動モードは、5次振動と6次振動との間に生じている。この振動モードは、主として鋼製橋脚の橋軸方向水平撓みに起因しているが、桁の鉛直変位を殆ど伴っていないため、今回の検討からは除外した。

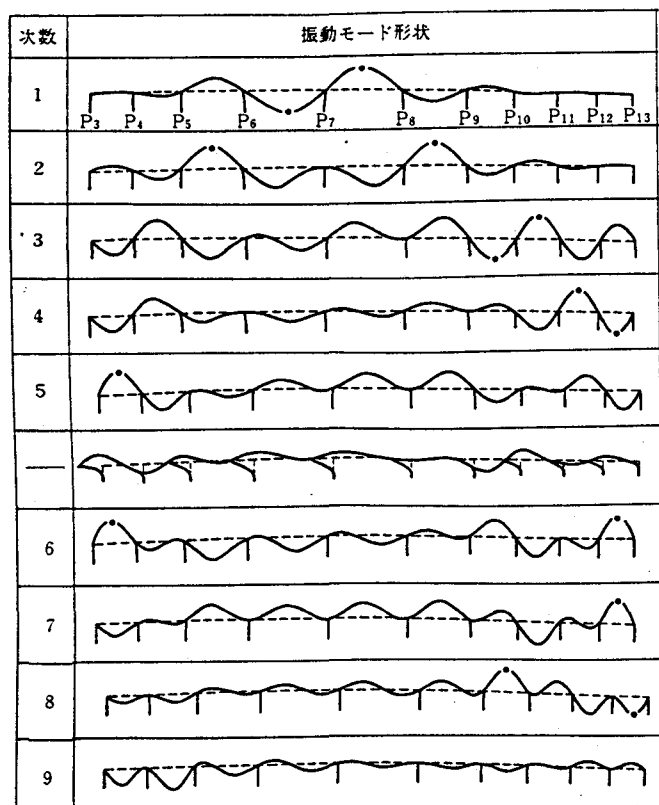
なお本橋の設計風速 V_d は、基本風速に高度及び支間長による補正係数を施し、 $V_d=67.0\text{m/sec}$ である。起振実験で考慮すべき桁の振動次数としては、渦励振を対象としているため、ガストの影響を示す補正を除いた 56.4m/sec とした。

風洞試験の結果より、9次振動は約 55m/sec で発振し、10次振動は 57m/sec 以上で発振する。従って渦励振による桁の鉛直撓み振動としては、9次までの振動モードを考慮すればよいことになる。また箱桁の振れ1次振動は、9次までの全体系鉛直撓み振動の範囲には現れないことを確認している¹⁴⁾。そのため桁の設計上考慮すべき振動は、9次までの鉛直撓み振動となる。

桁の1次固有周期は 3.040s 、9次固有周期は 0.882s であった。1次と2次の差は 0.917s であるが、8次と9次の差は 0.050s で、次数が高くなるに従いその間隔が小さくなっており、うなり現象が出やすくなる傾向にある。

4. 起振実験の方法

(1) 起振機



注：—●—はモード縦距最大位置

図-4 振動モード解析結果

長大支間でかつ振動重量の大きな桁に対する起振機としては、低周波数で大きな起振力が必要である。起振機の選定では、桁に定常振動を与えるエネルギー量、振動数制御における精度¹⁵⁾、及び加振可能な振動数範囲などを考慮した。実験に使用した起振機は、建設省土木研究所所有のEX-7500BL型で、これを桁上の同一断面に2基設置し、鉛直方向の加振を行うこととした。起振機の仕様を表-1に示す。

(2) 起振機架台

橋梁の路面は縦断方向に0~4%、横断方向に2%の勾配がついているため、起振機を直接アスファルト面に置いて加振することが難しい。従ってあらかじめ起振機が水平になるような鋼製架台を製作し、その上に起振機を設置して加振することとした。起振機架台の寸法は、長さ6,200 mm、幅2,300 mm、高さ0.318~0.434mm、重量2,060kgf、製作数は2基である。起振機と架台はボルトで固定し、架台はアスファルト路面上に木製の板を敷設して設置した。

(3) 加振位置及び加振方法

試験の対象は鉛直撓み振動であるため、加振位置は低次から高次までの鉛直撓み振動モードを確認しやすい箇所とした。すなわち起振機の設置位置は、P7~P8径間の中央とP12~P13径間の中央の2箇所である。P6~P7~P8径間は、低風速で起こる1次あるいは2次の鉛直

表-1 起振機 (EX-7500BL)

項 目	仕 様 (1基当たり)
寸法	長さ4560 mm 幅2350 mm 高さ2210 mm
重量	約12tf
加振方式	2不平衡重錘、 同期反転方式
加振方向	水平または鉛直
最大加振力	12,000 kgf
不平衡モーメント	0.75~750 kgf・m、 運転中線形連続可変
振動数範囲	0.1~2.0 Hz (4段変速)
振動数設定精度	各速の最大振動数の±0.5% 以下
駆動電動機	37kw同期電動機

撓み振動が明瞭に発現する区間であり、また3次以上の高次振動モードに関しては、P6~P7~P8及びP12~P13が各々の振動モードを確認し易い径間であることから、上記2箇所を起振位置とした(図-5)。

加振方法は、起振機の振動周波数を漸次変化させて、桁の各固有振動数を確認するスウィープ試験(掃引試験)と、桁の各固有周期に共振させて、十分に振幅が大きくなった状態で起振機を急停止させ、その後の桁の自由振動の減衰状態を見る減衰自由振動試験の2種類である。

(4) 計測位置

加速度の計測については、10径間の各支間中央にサーボ型加速度計を各々1個配置した。この理由は振動モード解析によれば、各支間中央部のモード縦距が、各振動モードを通して比較的大きいと考えたことによる。加速度計の取付け箇所は、中央分離帯の自動車防護柵支柱基部である。

加振時には、起振機設置箇所の横断方向両端部(側帯部)に加速度計を各々1個追加した。この理由は2基の起振機の加振時に位相差を生じた場合、桁に現れる振れ成分を検出できるようにしたためである。この加速度計の取付け箇所は、中央分離帯部と同様に、側帯部の自動車防護柵支柱基部である。

桁が振動するときは、支承部においても回転変位が生じているはずである。よって鋼製ピボット支承の上杓と下杓の間に変位計を設置し、両者の相対角変位を計測することとした。計測位置はP8及びP13のそれぞれ北側(湾奥側)支承で、計測方向は橋軸方向鉛直面内である。各計測点及び加振位置を図-5に、P8南側支承部の回転変位計設置状況を写真-1に示す。

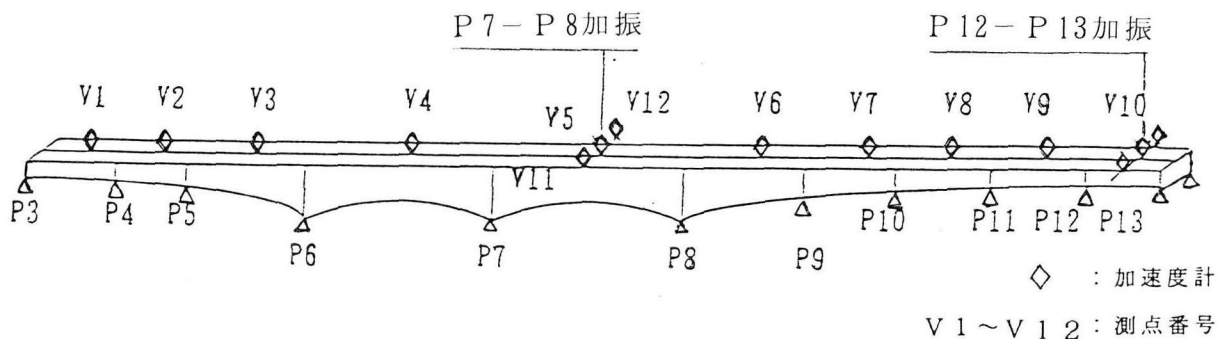


図-5 加振位置及び計測位置

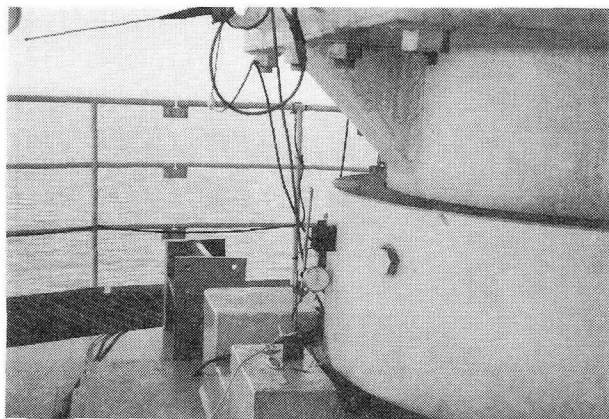


写真-1 支承の回転変位計測状況

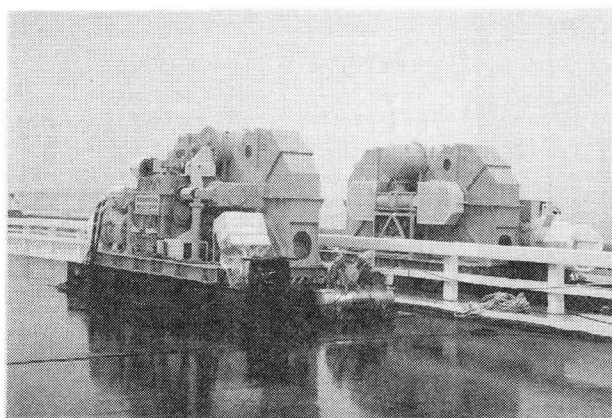


写真-2 起振機設置状況 (P12-P13)

(5) 起振機による加振

スウィープ試験では、1次から9次までの固有振動数を含む0.28~1.25Hzの振動数範囲について加振した。起振機の加振振動数の変化のピッチは、各固有振動数の間隔などを考慮して0.01~0.03Hz程度とした。ただし各固有振動数のピーク値近傍では、より小さな加振間隔として精度を高めた。スウィープ試験及び減衰自由振動試験よりそれぞれ各次数の固有振動数と対数減衰率を求めた。

スウィープ試験及び減衰自由振動試験のいずれも、2基の起振機を中央分離帯の両側に近接させて設置し、相互に同調させて加振した(写真-2)。桁への加振力は、2.0Hzの時に最大加振力である12.0tf/基となり、振動数が2.0Hzより小さな領域では、起振機の不平衡モーメントMが750 kgf・mで一定値を取り、加振力Fは、次式に従い小さくなる。

$$F = M \cdot (2\pi f)^2 / g \quad (1)$$

P7~P8加振の場合、桁の最大変位 η はP7~P8支間中央で生じ、 $\eta \pm 1.5$ cmであった。

現地における加振実験は、1995年6月から7月にかけて実施した。実験期間の天候は、晴れ、曇りまたは小雨、実験時の風速は概ね微風程度で、最大でも約10

m/secで桁の振動には影響のない範囲であった。

(6) 常時微動

起振実験で得られる固有振動数の照査を目的として、常時微動の計測を行った。計測は橋上に車両が全く通行していない状態で、かつ無風時に各径間に配置した加速度計を利用して計測した。計測時間は200秒である。

5. 実験結果

(1) スウィープ試験

スウィープ試験においてP7~P8間で加振し、各支間中央で計測した加速度を図-6に、その中で1次振動のピーク値近傍の拡大図を図-7に示す。計測された加速度の最大値は、P4~P5における9次振動モード及びP10~P11における7次振動モードの場合で約24galである。1次振動モードの加速度は、P6~P7あるいはP7~P8で計測した場合で最大となるが、7gal程度である。起振実験で計測される共振点での加速度値は、起振機加振力、各振動モードの有効質量、各振動モードの有効加振力、各振動モードの計測位置でのモード比の影響を受ける。本試験においては、7次振動モード付近で最大値となった後、再び低下する傾向を示している。

P12~P13間加振では、1次及び2次振動モードに対するP6~P8間(L=240m×2径間)の応答は殆ど0であり、低次振動モードの応答加速度は一般に低い。

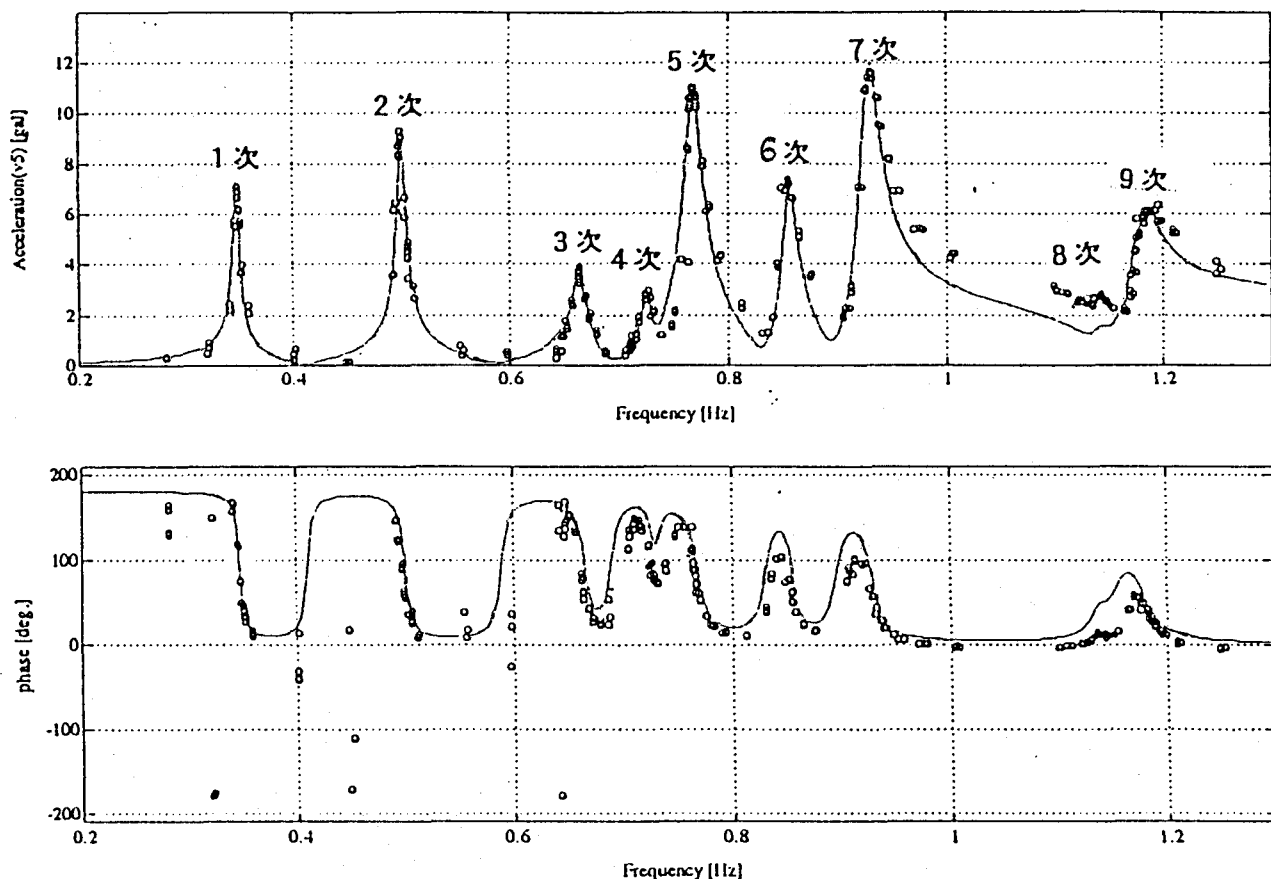


図-6 スウィープ試験結果 (P7-P8加振, P7-P8支間中央)

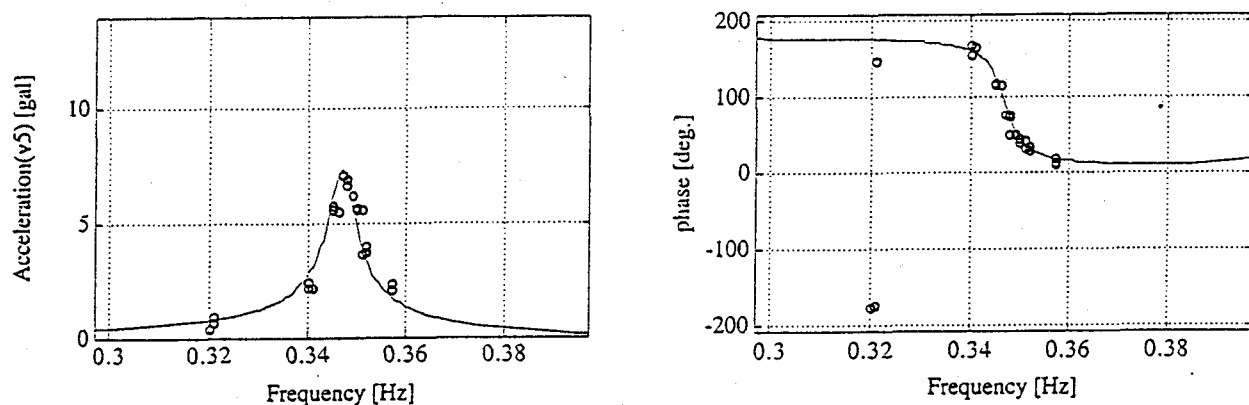


図-7 1次振動ピーク値拡大図, 1次振動 (P7-P8加振, P7-P8支間中央)

ただし高次振動モードになると、応答加速度は高くなり、例えばP9～P10支間中央では最大80galを越える結果となった(9次振動モード)。

桁が応答する各周波数領域の幅は、各次数で大差はなく、概ねピーク値を中心として±0.03Hz程度の範囲である。

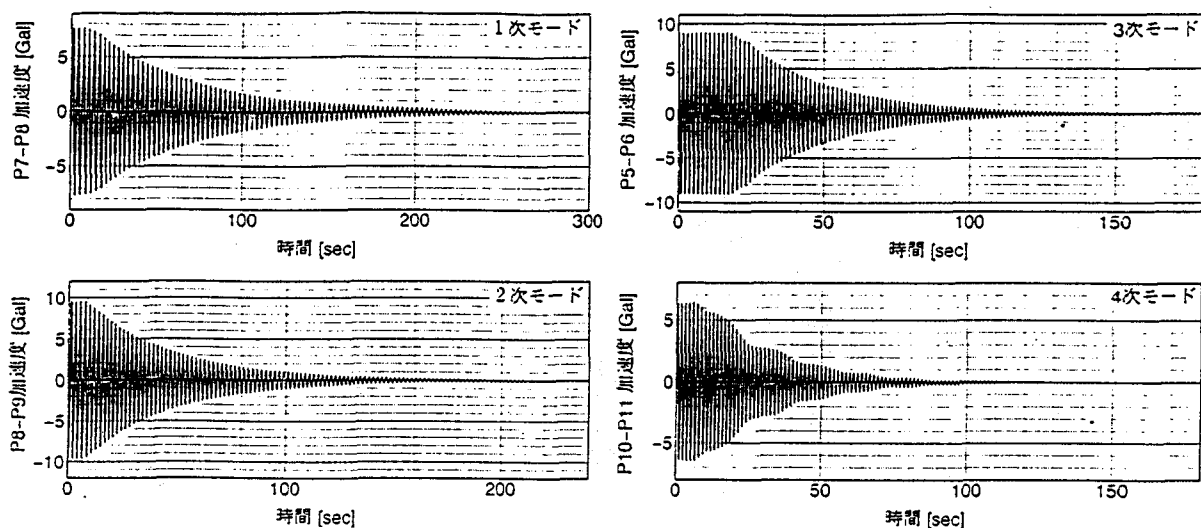
(2) 減衰自由振動試験

減衰自由振動試験における減衰波形を図-8に示す。P7～P8間加振の場合、1次～3次振動の減衰波形は乱れのない減衰形状を示しているが、4次振動モードでは

うなり現象が現れている。またP12～P13間での加振の場合は、3次振動モードにおいてもわずかながらうなり現象が見られ、6次(図-8)及び9次振動モードでうなりが顕著であった。ただし7次及び8次振動モードではきれいな減衰波形が得られている。

(3) 常時微動

常時微動計測における加速度は、最大で約0.1gal、そのときの桁の振幅は0.1mm程度であった。固有振動数の算出などのデータ解析は、周波数分析器によって行った。分析精度は0～2Hz領域で約0.005Hzであ



a. P7-P8加振

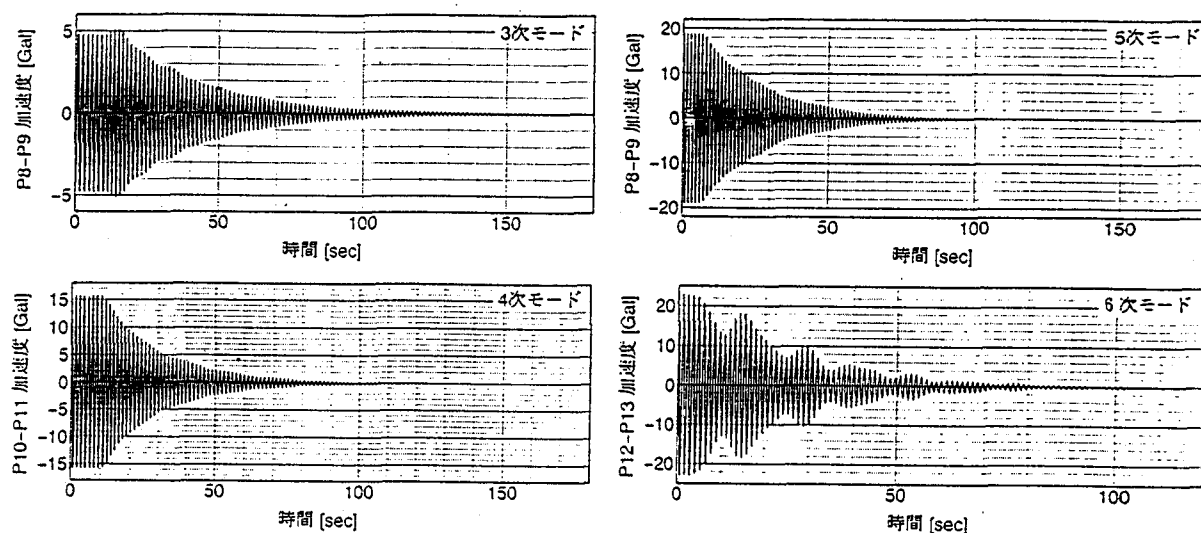


図-8 減衰自由振動の波形

表-2 各振動試験における固有振動数の比較 (Hz)

次数	スウィープ試験		減衰自由振動試験		常時微動	解析値
	P7~P8	P12~P13	P7~P8	P12~P13		
1	0.347	-----	0.351	-----	0.355	0.337
2	0.500	-----	0.500	-----	0.505	0.483
3	0.665	0.660	0.667	0.665	0.660	0.630
4	0.728	0.712	0.725	0.716	-----	0.673
5	0.765	0.762	0.768	0.765	0.780	0.738
6	0.855	0.846	0.853	0.846	0.850	0.828
7	0.928	0.917	0.931	0.916	0.930	0.889
8	1.140	1.121	-----	1.121	1.140	1.104
9	1.178	1.170	1.182	1.170	-----	1.166

注1: 「P7~P8」及び「P12~P13」は、それぞれP7~P8間での加振、及びP12~P13間での加振を示す。

注2: -----は明瞭なピークが得られなかったケース。

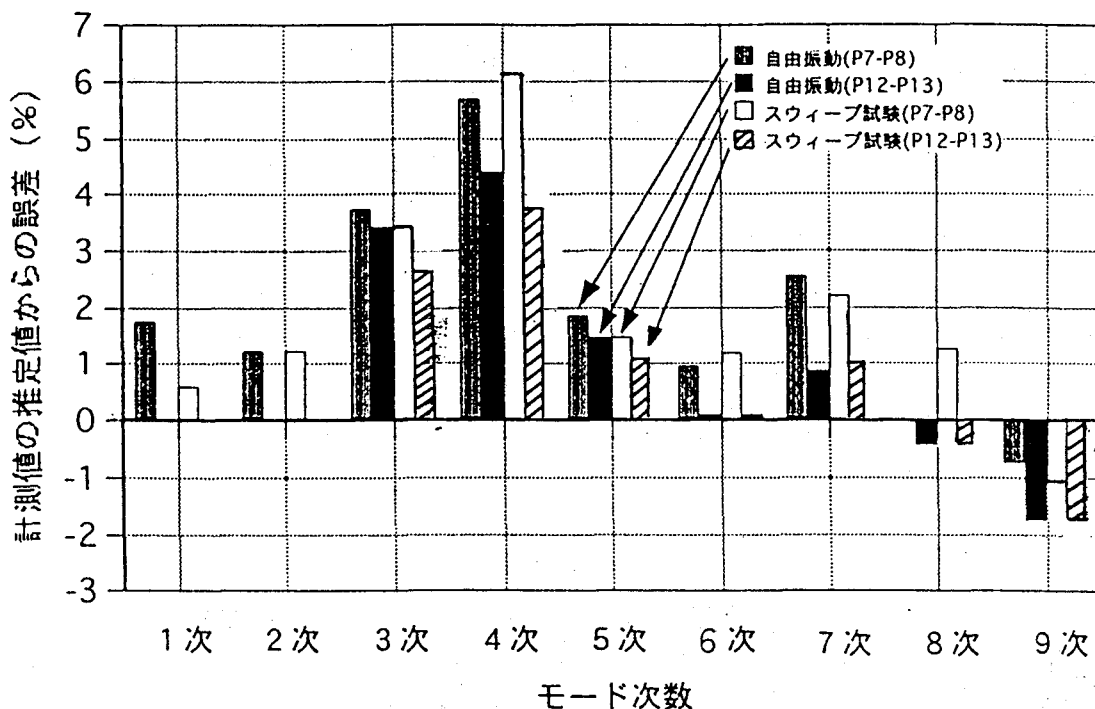


図-9 解析値と実測値の固有振動数の差

る。

(4) 固有振動数

スイープ試験による固有振動数は、次のようにして求めた。すなわち起振実験時の振動方程式において、起振機外力 F と振動系の一般化質量 M は既知であるから、一般化減衰定数 C 、一般化反力係数 K 及び固有振動モード関数 Φ を、得られた実験点に適合させて共振曲線を定め、そのピーク値をとった。

減衰自由振動試験による固有振動数は、減衰振動中の連続した一定数の波の振動に要する時間を求めることによって算出した。本試験では、この波数を全て20波とした。

常時微動計測による固有振動数は、周波数分析時のハイパスフィルター処理後の波形から算出している。

これらの各振動試験により得られた固有振動数の値を表-2に、固有振動数の実験値と解析値との差を図-9に示す。実験で得られた各固有振動数は、一般に解析値より高い値を示している。1次及び2次モードでは、実験値と解析値との差が小さく、4次モードでその差が最大となり、5次モード以降では再び差が減少し、9次モードで解析値を逆に下回る値となる。ただし概ね解析値との差は小さく、最大差でも約6% (4次モード) にすぎない。

またP12~P13加振による固有振動数は、P7~P8起振の固有振動数と大差はなく、その差は2%未満で、P12~P13起振による固有振動数の方が低い値である。P12~P13加振の場合は、P7~P8支間中央における1次及び2次振動は、振動モード比が小さいため計測不可能

であった。

(5) 対数減衰率

減衰自由振動試験で得られた波形は、うなりを伴っていたため、ローパス及びハイパスフィルター処理を行った波形より対数減衰率を求めた。図-10は減衰自由振動試験で得られた波数-加速度関係である。各振動次数における比較的安定した勾配から、振動波数50波程度の範囲を定めて対数減衰率を求めた。

このようにして得られた対数減衰率は、各振動モードによって異なった値となり、1次振動で $\delta = 0.040$ 、2次振動で 0.042 であった。

対数減衰率は、減衰振動の振幅によっても異なった。実験で得られた減衰形状から、減衰の初期、中期、終期の3部分について対数減衰率を算出した結果を図-10及び表-3に示す。算出に用いた波数は、それぞれ10~20波である。表-3で減衰自由振動の対数減衰率の値に幅があるのは、初期、中期、終期の値から最大値と最小値を示したためである。この中で対数減衰率の最低値は1次振動モード終期の $\delta = 0.028$ 、最高値は7次振動モード終期の $\delta = 0.085$ である。1次~3次モードでは、図-10から分かるように、加速度振幅が小さくなるに従い対数減衰率も低下しており、対数減衰率は明らかな振幅依存性を示している。

振動数がわずかに異なる二つの振動波が重なり合うと、うなりが生ずる。これら二つの振動波が減衰波である場合は、その合成波形もうなり現象を伴って減衰してゆく。比較的明瞭なうなり現象が現れたP12~P13加振の6次振動モードの場合、合成波(減衰自由振動波形)及びう

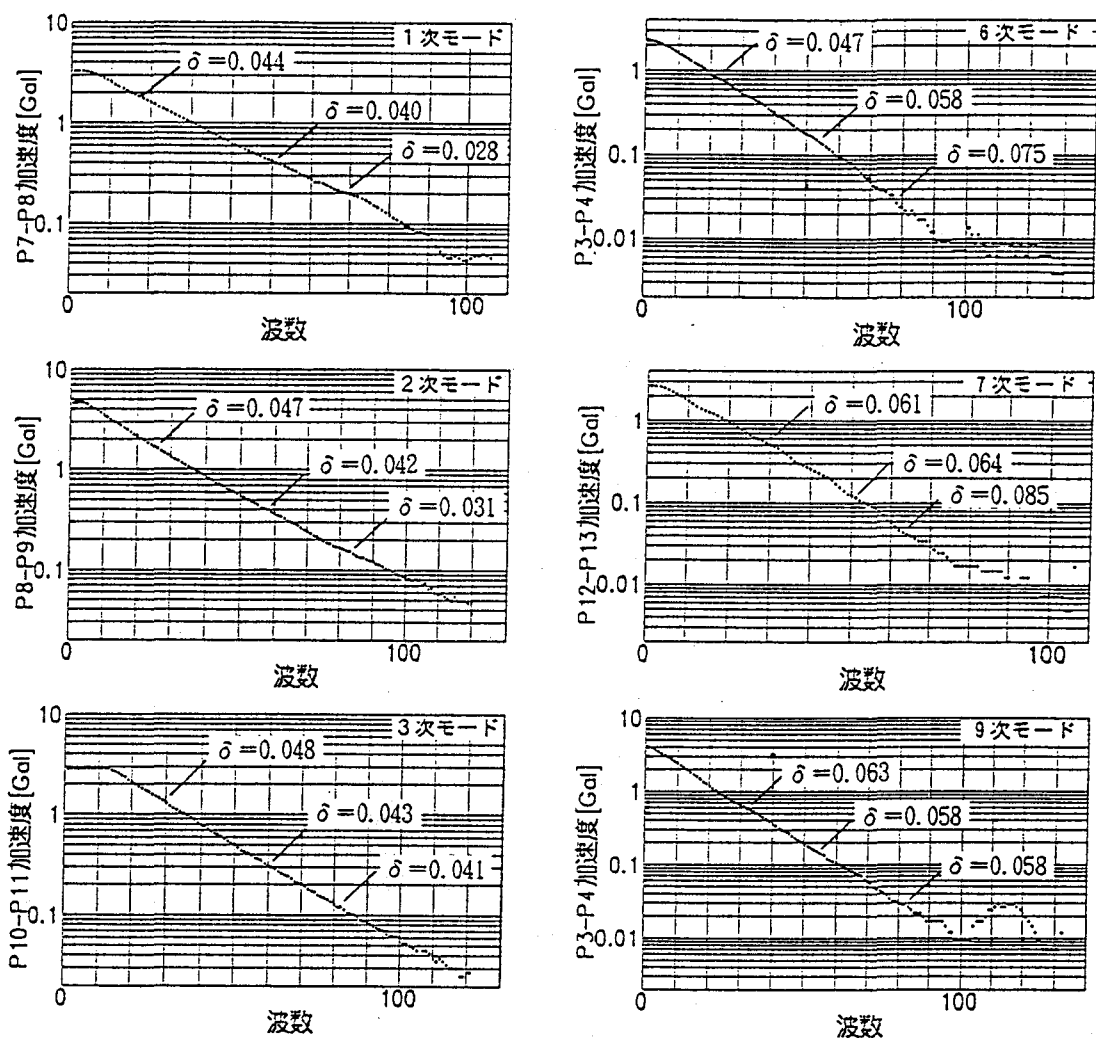


図-10 波数-加速度振幅関係 (P7-P8加振)

表-3 対数減衰率

次数	スウィープ試験	減衰自由振動試験
1	0.049	0.028~0.044
2	0.045	0.031~0.047
3	0.043	0.041~0.048
4	0.040	0.048~0.072
5	0.062	0.053~0.062
6	0.040	0.047~0.075
7	0.059	0.061~0.085
8	0.059	0.052~0.056
9	0.083	0.058~0.063

りの周期をそれぞれ T , T_b とすれば¹⁶⁾, 減衰自由振動波形からそれらを読みとって

$$T = 1.17 \text{ sec}, T_b = 14.07 \text{ sec}$$

が得られる。うなりを構成する二つの振動波の固有振動数 ω は

$$\omega_{1,2} = \pi (2T_b \pm T) / (T_b \cdot T) \quad (2)$$

より, $\omega_1 = 5.58 \text{ rad/sec}$, $\omega_2 = 5.13 \text{ rad/sec}$ となり, 減衰比 $\zeta_1 = 0.0032$, $\zeta_2 = 0.0043$ が得られる。

(6) 振動モード

起振実験によって得られた振動モードと, 解析値との比較を図-11に示す。1次及び2次振動モードについては, 実験値と解析値はよく一致しているが, 3次以上の高次モードでは, 両者の間に乖離が見られる場合もある。ただし9次までの各振動モードで, おおむね実験値と解析値とはよく一致した結果が得られた。

(7) 支承の回転変位

桁の減衰自由振動試験におけるP8支承の回転変位, すなわち上査と下査の相対回転角を図-12に示す。P7~P8間の加振の場合は, 1次~3次モードまでは滑らかな減衰を示しており, ピボット支承の回転が滑らかであることを示している。4次以上の高次モードでは顕著なうなり現象が現れ, P12~P13間の加振の場合においても, 高次モードでうなり現象が現れた。

6. 結果の考察とまとめ

実験結果の考察とまとめを以下に示す。

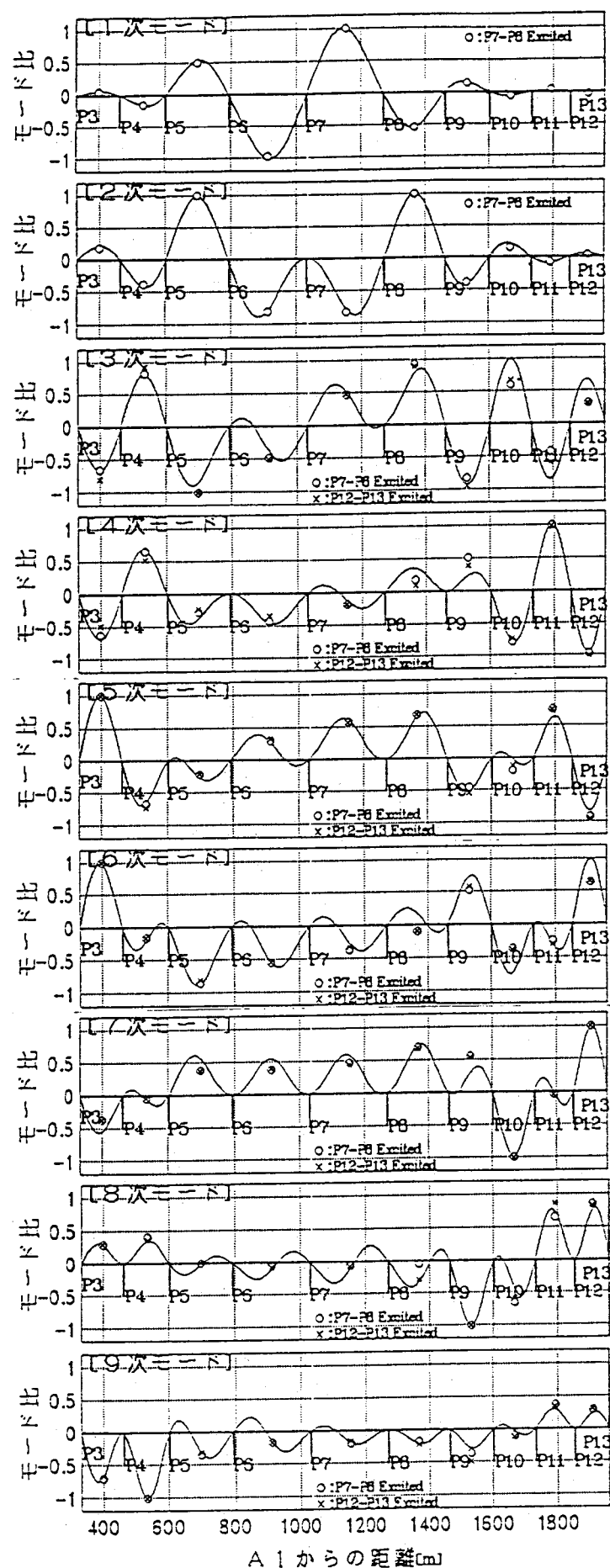


図-11 起振実験による振動モード

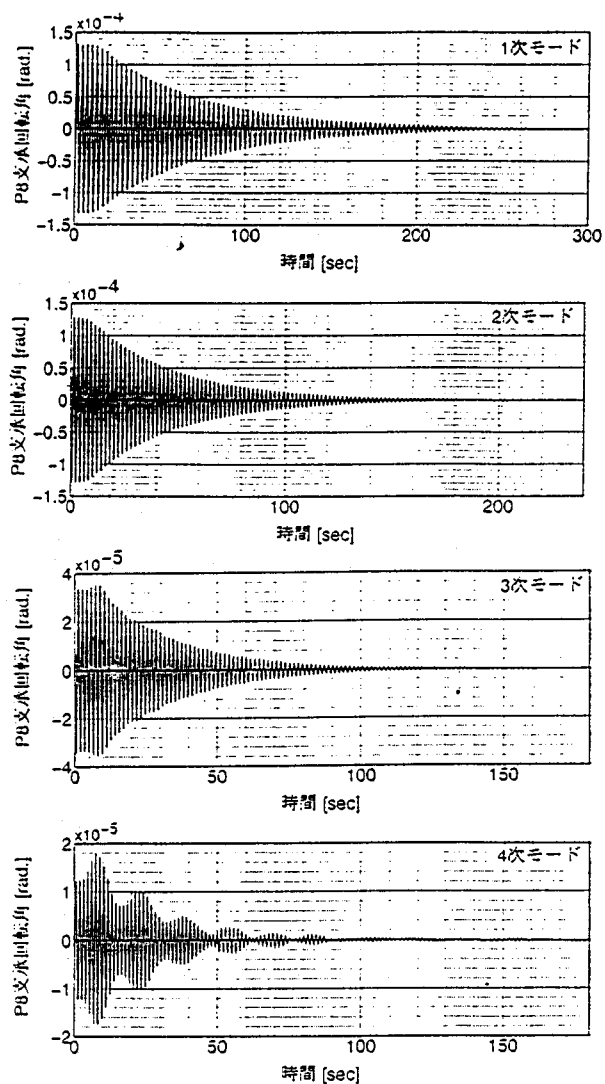
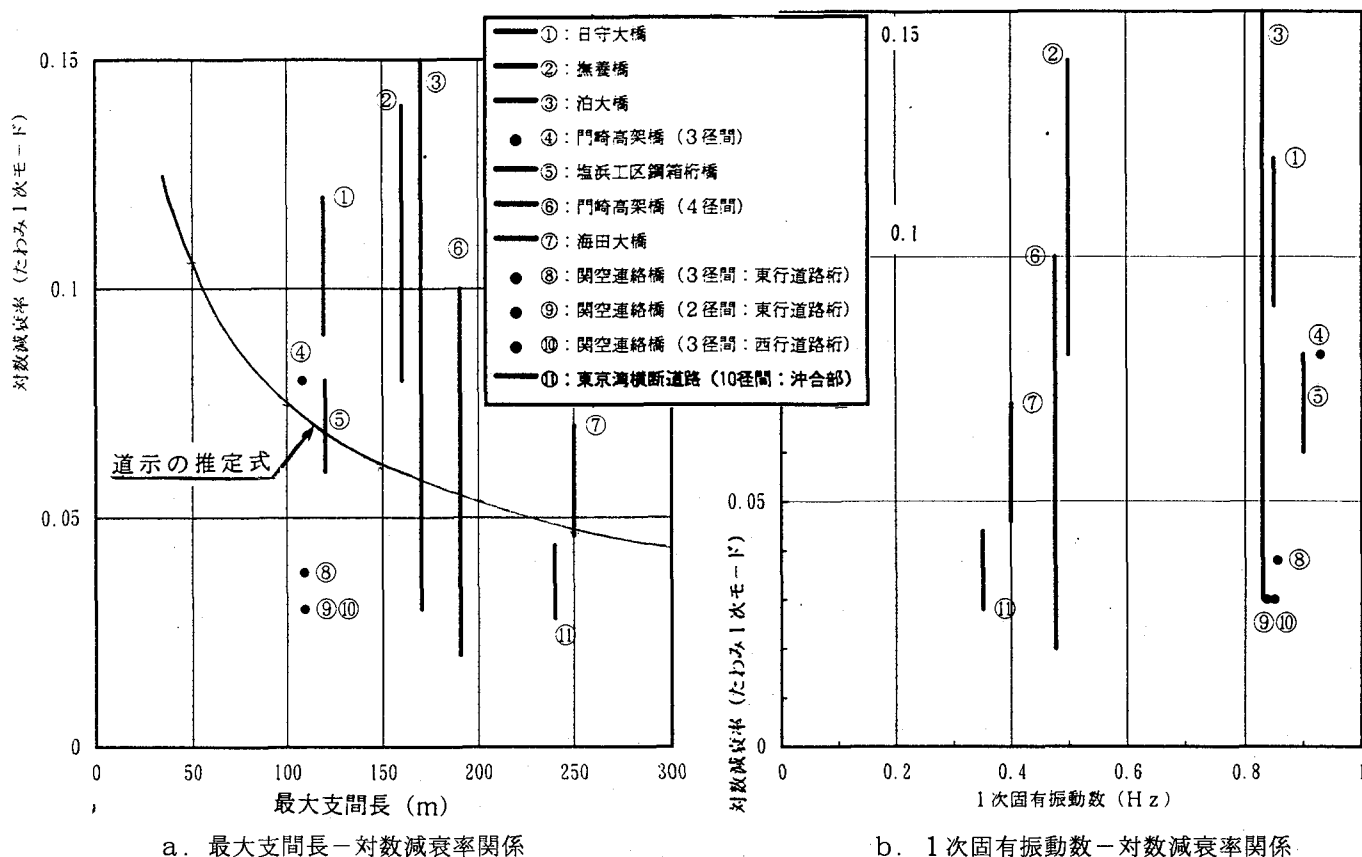


図-12 支承回転変位の減衰自由振動試験
(P7-P8加振, P8支承)

(1) 固有振動数に関しては、実験値と解析値とはよく一致している。特に1次及び2次振動モードでは、両者の差は1～2%程度であり、解析値の正確さが検証できた。実験値と解析値の差が最大となるのは4次モードであり、実験値が解析値より高くなったが、その差は6%程度である。3次モードあるいは4次モード等で実験値と解析値の差が比較的大きくなった理由は、それらの振動モード比が大きい箇所であるP3～P5, P10～P13区間において、桁内添架物、管理用通路等の重量分布が、解析モデルと多少異なっていた可能性がある。

なお舗装の前後で固有振動数が著しく変化するという現象は見られなかった。

(2) 減衰自由振動で得られた対数減衰率は、各振動モードで異なっており、各振動モードの平均値で $\delta = 0.040 \sim 0.070$ であった。モード次数が高くなるほど、対数減衰率が上昇する傾向にある。一方、P7～P8間加振またはP12～P13間加振という加振位置による対数減衰率の差は認められなかった。



図－13 鋼箱桁の対数減衰率の比較（最大支間長100m以上）

（3）対数減衰率は、これまでも振動振幅に影響される場合のあることが知られている¹⁰⁾。本橋の減衰自由振動試験によると、各振動次数の対数減衰率は様々であり、必ずしも振動振幅に左右されるとは言えなかったが、低次振動モードの場合に振幅依存性が見られた。1次振動モードを例に挙げると、 $\delta = 0.028 \sim 0.044$ となり、減衰して振幅が小さくなるに従い、対数減衰率が低下してゆく傾向であった。これらの対数減衰率の値は、桁の最大支間長から求められる推定式¹⁷⁾

$$\delta = 0.75 / \sqrt{L} \quad (3)$$

ただし $\delta \geq 0.04$

ここで L ：最大支間長

によって得られる値（ $\delta = 0.048$ ）より低い結果となった。本橋において、対数減衰率がこのように低い値となった要因としては、

- 最大支間長 $L = 240\text{m}$ 2径間の長径間橋梁。
 - 鋼床版構造。
 - 鋼製ピボット支承と撓み性鋼製橋脚との組み合わせ構造。
 - 溶接構造を全面的に採用した大ブロック構造。
- などが考えられる。長径間のため相対的に桁剛性が低下した上に、軽量化、摩擦によるエネルギー吸収部分の減少などが原因となり、構造系全体の減衰が小さくなったと推定される。ただし現時点では、これらの要因各々が寄与する程度は不明である。

（4）鋼箱桁橋の構造減衰は、一般に1次振動モードの対数減衰率で $\delta = 0.04$ 以上となることが多い¹⁸⁾。図－13に100m以上の主な鋼箱桁橋における、撓み1次振動モードの対数減衰率と最大支間長の関係、及び固有振動数との関係を示す。図の作成に当たり、同一の橋梁において起振実験の値と微小振動等の値が示されている場合は、起振実験の値を採用し、舗装前後の値がある場合は、舗装後の値を採用した。また対数減衰率がある幅で示されているものは、その幅をグラフ上に示した。

本橋の1次振動モードの対数減衰率（No.11）は、これまでに計測された箱桁橋の対数減衰率の中でも低い値に位置している。同様に1次固有振動数と対数減衰率との関係から分かるように、本橋の1次固有振動数は、ここに取り上げた橋梁の中では最も低く、対数減衰率も小さい値となっている。

（5）1次及び2次振動モード形状は、実験値と解析値でよく一致している。3次以上の高次モードでは、実験値と解析値との間で、モード縦距に20～30%程度の差が生じる場合もあるが、概ねよく一致した結果となった。実験値と解析値との間で差が生じる理由は、桁高が $h = 3.0 \sim 10.5\text{m}$ まで変化する大断面の変断面桁を、1本の折れ線梁部材に置換していること、桁内検査路や各種添架物の重量と剛性の分布の誤差などが考えられる。

（6）鋼製ピボット支承は、幅17.0mの桁を2点で

支持し、最大4900tfの鉛直荷重を受ける大規模な支承である。起振実験における振動の範囲では回転摩擦も非常に小さく、起振機の加振運動と支承の回転との間に位相差は全く認められず、支承は良好に機能していることが確認された。

(7) うなり現象は、3次または4次以上の振動モードの減衰振動の時に現れている。ただし3次振動におけるうなりは、4次振動以上のものに比べるとあまり顕著ではない。表-2からスウィープ試験による振動モードの固有振動数の差を見ると、1次～3次振動における各々の差は約0.15～0.16Hzと比較的大きい。しかし3次振動以上になると、隣接する固有振動数相互の間隔は急に小さくなり、例えば4次～5次振動間の固有振動数の差はスウィープ試験では0.037Hzと小さく、低次振動の場合に比べて1/4以下である。本橋では必ずしも高次振動になるに従い、固有振動数相互の間隔が順次小さくなるわけではない。しかし固有振動数相互の差から見ると、1次～3次振動までの低次振動と、3次振動以上の高次振動とに分けられ、うなり現象は後者において現れている。

(8) 長径間部を含む多径間連続橋では、相対的に桁剛性が低下するため、高次の鉛直撓み振動モードについても、設計風速の範囲で振動が発現する可能性が高くなる。また各支間長が変化する多径間連続桁では、高次振動モードであっても、支間割りによっては短径間部において大きな応答を示す可能性がある。従って長径間化にともなう構造減衰の低下、及び高次振動における橋梁全体の振動特性などを十分検討した上で、上下部構造、支承型式、支間割りなどを設計することが望ましい。

7. あとがき

多径間連続鋼箱桁橋の起振実験により固有振動数と対数減衰率を求め、振動モードを確認した。これらの結果が、今後の長径間、多径間連続箱桁の計画、設計を進める上で参考になれば幸いである。

謝辞：今回の起振実験に当たり、終始ご指導いただいた中央大学の岡内功教授、東京都立大学の成田信之教授、土木研究所耐震技術研究センターの横山功一センター長、土木研究所構造研究室の佐藤弘史室長、貴重なコメントを頂いた東京大学の木村吉郎講師に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 世界の長大橋-第4版-、(財)海洋架橋調査会、1995. 4
- 2) 香川・横山・中村：多径間連続橋梁の計画と下部工の設計、橋梁と基礎、1991年1月
- 3) 香川・加藤・斉藤・本田：鋼10径間連続橋の風洞実験、土木学会第45回年次学術講演会、1991年9月
- 4) 飯田・吉田・佐賀：東京湾横断道路・多径間連続鋼床版箱桁橋上部工の設計・施工(上下)：橋梁と基礎、Vol.29、No.4、1995年3、4月
- 5) 吉田・時田・勝浦：10径間連続箱桁橋の起振実験、土木学会第51回年次学術講演会、1996年9月
- 6) 横山・日下部・神崎・東久保：撫養橋振動実験報告書、土木研究所資料第2516号、昭和62年8月
- 7) 桧垣・平木・佐々木：海田大橋の実橋振動実験、土木学会第45回年次学術講演会講演概要集I-364、pp.758～759
- 8) 酒井・福神：関西国際空港連絡橋鋼箱桁の設計・架設、日本橋梁技報1992、pp.46～60
- 9) 阪本・永井・坂田・江草：泊大橋建設工事の概要と風に対する検討、土木学会論文集第373号/VI-5、pp.93～102、1986年9月
- 10) 塩浜工区鋼箱桁橋振動実験報告書、土木研究所資料第2382号、1986年5月
- 11) 横山・中神・神崎・藤城・永原・福田：日守大橋振動実験報告書、土木研究所資料第2251号、1985年9月
- 12) 宮下・大橋・樋上・藤沢・宇野：門崎高架橋の耐風安定性、橋梁と基礎、Vol.18、No.2、1984年2月
- 13) MSC-NASTRAN Numerical Methods User's Guide V68,1993.8
- 14) 横山・日下部：東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究、4.1連続箱桁橋の耐風性、土木研究所報告1992年3月
- 15) 土木学会編：土木技術者のための振動便覧、第4章、1985年10月
- 16) 柴田・原：うなりをともしう減衰波形の解析法、生産研究第17巻第8号、pp.208～210
- 17) 日本道路協会：耐風設計便覧、平成3年7月
- 18) 横山・中神：長大箱桁橋の耐風設計、土木技術資料28-7、pp.32～37

(1996年9月6日受付)