

第 2 回

橋梁振動に関するコロキウム

論文報告集

1989年 8 月

橋梁振動研究会

論文報告集目次

ページ

1. 平面骨組構造物の固有振動数とその精度について	
2. 面内力を受ける板構造の固有振動特性 (株)山鉄工所 夏秋義広、長崎大学 高橋和雄・手塚 仁	1 5
3. 走行荷重による扇形スラブの動的応答 大阪市立大学 小林治俊、大阪府 荻田英誠、大阪市立大学 園田恵一郎	9
4. 板理論を用いた走行荷重を受ける橋の動的応答解析に関するレビュー 大同工業大学 水澤富作	13
5. 吊橋の固有振動性状に及ぼす橋軸方向拘束等の影響 埼玉大学 山口宏樹	21
6. 吊橋のねじり振動における重力剛性の影響と立体解析骨組モデル 埼玉大学 山口宏樹	29
7. 折れ角を有する立体方柱ラーメン橋の自由振動解析と応答 中央コンサルタント(株) 松井義孝、北海道大学 林川俊郎、専修大学道短大 金子孝吉	35
8. A Method of Dynamic Analysis of Parallel Chord Space Truss (東京都立大学工学部紀要28号より再録) Tokyo Metro. Univ. F. NAGASHIMA・F. ITOH	43
9. Dynamic Behavior of Running Pass of Railway Vehicle on Vibrating Bridge (東京都立大学工学部紀要29号より再録) Tokyo Metro. Univ. F. NAGASHIMA・F. ITOH	55
10. Experimental Investigation on Dynamic Coupling of Cable-Stayed Bridge Univ. of Tokyo Y. FUJINO・B. M. PACHECO・P. WARNITCHAI・S. OKAMOTO	67
11. Effects of Liquid Viscosity on TLD Performance --Experiment and Simulation-- Univ. of Tokyo L. M. SUN・Y. FUJINO・B. M. PACHECO・P. CHAISERI	69
12. Forced Excitation Study on the Effect of Container Shape on Tuned Liquid Damper Univ. of Tokyo P. CHAISERI・B. M. PACHECO・Y. FUJINO・L. M. SUN、Shimizu Corp. K. FUJII	71
13. Mass and Dashpot Representation of Non-Linear Passive Mechanical Dampers Univ. of Tokyo B. M. PACHECO・Y. FUJINO	73
14. 分布質量をもつ Tuned Mass Damper による構造物の振動制御 山口大学 会田忠義、航技研 戸田 勸	75
15. ケーブル制振用ダンパーの実施例とその粘性減衰係数設定に関する一考察 川田工業(株) 米田昌弘・前田研一	79
16. 動吸振器による渦励振抑制の検討 (株)オリエンタルコンサルタント 田中 努・葛西俊二・橋 義規・大竹省吾	85
17. 斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について	
18. コンクリート道路橋の衝撃係数 大阪大学 川谷充郎	91
19. 長大橋載荷試験の一測定法について (株)フジエンジニアリング 安盛義人・今田和夫・秋本正信	97 103
20. Beating 波形からの各単振動の対数減衰率算出法 (株)フジエンジニアリング 讃岐康博・大塚良隆・大舩孝美、横河工事(株) 金子鉄男	109
21. 上路式鋼アーチ橋梁の振動測定 名古屋大学 加藤雅史・田中信治・高宮 進	115

- 2 2. ひよどり仮橋 (Cable Supported Configuration) の振動特性評価
川崎重工(株) 奥田嘉久・山本晃久・神戸大学 宮本文徳・神戸市 島田喜十郎 1 2 3
- 2 3. 完成後20数年を経過した2ヒンジ補剛トラス型吊橋における振動特性の変化
(株)フジエンジニアリング 讃岐康博・藤田貴啓・野村勝義 1 3 1
- 2 4. 4径間連続橋の振動測定
(株)フジエンジニアリング 薄井王尚・上野美咲・金沢大学 梶川康男 1 3 2
- 2 5. 衝撃加振試験法による道路橋の振動計測 (橋梁と基礎 2 2 巻 1 1 号より再録)
長崎大学 岡林隆敏・阪神高速道路公団 沖野 真・三菱重工(株) 原 忠彦・川村昭宣 1 3 9
- 2 6. 阪神高速大阪港線の初期値振動特性実験
大阪市立大学 中井 博・阪神高速道路公団 吉川 実
三菱重工(株) 原 忠彦・佐々木伸幸・氏原隆澄 1 4 5
- 2 7. 振動測定における幾つかの失敗例
名古屋大学 加藤雅史 1 5 1
- 2 8. コンクリート合成鋼床版橋の積雪時における現場振動実験とその注意点について
北海道大学 林川俊郎・渡辺 昇・(株)釧路製作所 井上稔康 1 5 5
- 2 9. 歩道橋の振動測定と数値解析による検討
名古屋大学 田中信治・加藤雅史 1 5 9
- 3 0. アーチリブ架設時の振動測定と解析値との比較
名古屋大学 加藤雅史・田中信治・ピー・エス・コンクリート(株) 大浦 隆 1 6 7
- 3 1. 自動車走行による床版および橋梁各部の動的応答実験
大阪大学 難波宗行・川谷充郎・大倉一郎・福本湧土・高田機工(株) 山田靖則 1 7 5
- 3 2. 橋脚および橋台における強震記録の波形解析
専修大学道短大 金子孝吉・三上敬司 1 8 1
- 3 3. パソコンアニメーションによる走行荷重下の橋梁性状実測例
コスモ技研(株) 堤 洋一・(株)日本計測システム 針田 啓 1 8 7
- 3 4. 長方形ばりを伝播する応力波の波動特性
北見工業大学 三上修一・大島俊之・中神土木設計(株) 本間美樹治・川田工業(株) 小笠原照夫 1 8 9
- 3 5. Ultrasonic Pulse Method における構造部材中の応力波動の内部減衰について
北見工業大学 大島俊之・三上修一・大豊建設(株) 井上 聖・(株) 長大 蔭田俊紀 1 9 5
- 3 6. 有ヒンジタイプP C箱桁橋のひびわれ発生要因についての一考察
(株)フジエンジニアリング 西屋匡博・仲田慶正・村中俊裕 2 0 1
- 3 7. 重錘落下振動 (衝撃加振) 法によるコンクリート橋の安全性評価手法
神戸大学 宮本文徳・前田敏也・熊谷 稔 2 0 5
- 3 8. 橋梁の振動挙動変化に基づく損傷評価
神戸大学 宮本文徳・森川英典・(株)栗本鐵工所 串田守司・神戸大学 山本昌孝 2 1 3
- 3 9. 橋梁下部工補強前後の振動測定
名古屋大学 加藤雅史・田中信治・高宮 進
中日本建設コンサルタンツ(株) 竹内尚志・愛知県 寺澤英和 2 2 7
- 4 0. 衝撃振動試験を用いた鉄道橋の下部工健全度調査
(財) 鉄道総合技術研究所 西村昭彦 2 3 3
- 4 1. 交通流自動観測システムについて
(株)フジエンジニアリング 城野玄房・大城春雄・浜 博和・梶川康男 2 5 3
- 4 2. 走行荷重による鋼道路橋の動的な疲労シミュレーション解析
金沢大学 梶川康男・鹿島建設(株) 織田一郎 2 5 7

① 平面骨組構造物の固有振動数と その精度について

北海道工学部 林 川 俊 郎
北海道工学部 渡 辺 昇

1. まえがき

近年、地形および地域の自然環境との調和を配慮した道路線形設計上の観点から、広幅員の連続高架橋あるいは斜角のきつい方杖橋、アーチ橋の施工例が数多く見受けられるようになってきた。このように、構造物が非対称であった大型化あるいは複合化されると、構造物の質量の中心点が大きく偏心することにより、固有値（固有振動数）が接近する現象が現れてくる。特に、構造物の動的応答解析には、その用いる解法によっては動的応答値を過大あるいは過小に評価してしまう場合がある。一般的に、構造物の動的応答は構造物に作用する外力（地震、風、走行荷重等の動的な外力）の持つ性質と、構造物自身の固有振動特性（固有振動数、固有振動モード、減衰定数等）によって決定される。したがって、固有振動数および固有振動モードを低次から高次振動まで精度よく計算することは、構造物の動的設計および動的応答の評価を行う上で重要な問題であるといえる。

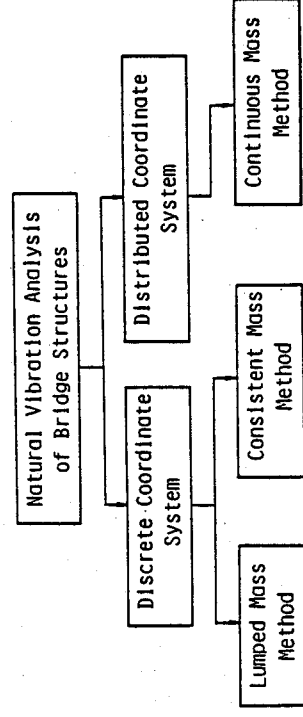
有限要素法による振動解析が一般的に普及し、さらに、電子計算機の急進的な発展により数値計算が容易になった今日においても、構造物の要素分割数とその固有値の精度について数値解析的にかつ数学的立場から明確に検討した論文は意外と少なかったように思われる。そこで、本研究の目的は平面骨組構造物の中でも基本的な連続桁、アーチ橋およびVレググラマーメン橋を数値計算例として取り上げ、集中質量法、整合質量法および連続質量法により数値計算し、求められた固有値の精度について詳しく検討することである。また、必要な精度を満たす固有振動モード次数と近似解法の要素分割数との関係について調査し、要素分割数の妥当性とその算定方法の提案を試みる。

2. 固有振動解析

平面骨組構造物は軸変形および曲げ変形を受ける骨組部材より構成されているものとする。すなわち、骨組部材は軸力、せん断力および曲げモーメントのみを受け、ねじり変形あるいはそり変形はないものとする。また、固有振動解析には一般的な変位法（有限要素法）を適用することにする。

構造物の固有振動解析は、その構造物のモデル化によって離散座標系による解と分布座標系による解に大きく2つに分類することができる^{1), 2)}。さらに、前者には部材要素の片側半分の質量と質量モーメントを両節点に等しく置換する集中質量法と、軸変形には1次式および曲げ変形には3次式の変位関数を用いて部材要素の質量を両節点に配分する整合質量法による2通りの方法がある。後者には骨組構造物の質量、剛性等の力学的特性を連続的な分布量として取り扱う連続質量法がある。この解析方法は軸要素あるいは曲げ要素の自由振動の基礎微分方程式

の一般解を必要とするが、正確な固有値を求めることができる。一般的に、離散座標系による解は標準的な固有値問題に、分布座標系による解は超越方程式を解く問題に帰着される。前者による解は近似解を、後者による解は厳密解を与える¹⁾。ここに、述べた骨組構造物の固有振動解析の概念的な分類が図一1に示されている。



図一1 骨組構造物の固有振動解析の分類

3. 数値計算例

3-1. 連続桁

数値計算例として、等断面および等支間長を有する連続桁の固有値について考えてみよう。図-1は分布座標系(a)および離散座標系(b)における連続桁の要素分割の状況を示している。分布座標系における全要素数は連続桁の支間数と一致している。一方、離散座標系における連続桁の要素分割は各支間長を等分割し、全要素数はNで表されている。

表-1は単純桁および連続桁の1次から20次までの固有値を示している。これらの固有値 λ_m は連続質量法により求められた、厳密解である。ただし、連続桁の両端における支承の境界条件は単純支持である。

この表-1より、多径間連続桁の第1次固有値 λ_1 は径間数に関係なく常に一定であり、その値は π である。n径間連続桁の第n+1次の固有値は単純支持桁の

第2次固有値に、第2n+1

次の固有値は第3次固有値に全く一致している。一般的に、単純支持桁の第m次固有値 λ_m はn径間連続桁の第 $n(m-1)+1$ 次固有値に対応している。ここで、 π で除した固有値を見ると、径間数nに応じた一定の間隔で固有モードの群が形成されていることがわかる。さらに、6径間連続桁の固有値は、その6の約数である1、2、3に対応して単純桁、2径間連続桁および3径間連続桁の固有値をすべて含んでおり、その規則性の存在には非常に興味深いものがある。この規則性に着目して、AyreとJacobsenは単純桁から24径間連続桁までの固有値を算定するための図解ネットワークを作成した³⁾。

図-3、4、5は集中質量法(実線)および整合質量法(破線)による3、4、5径間連続桁の固有値 ω と、連続質量法により求めた固有値 ω^* との比を各固有振動モード次数に対して示したものである。図中のNは全要素分割数である。一般的に、要素分割数Nが増加するにつれて、集中質量法および整合質量法による解は徐々に厳密解に近づいて行くことがわかる。また、同じ要素分割数Nでは、整合質量法による解析結果が集中質量法による結果と比較して、かなり良い精度で固有値を計算していることが確認できる。さらに、集中質量法により求められた固有値は厳密解に対して下界値を、整合質量法による解は上界値を与えることがわかる。固有値の比 ω/ω^* は、離散座標系による解の精度を表しているが、先に述べた径間

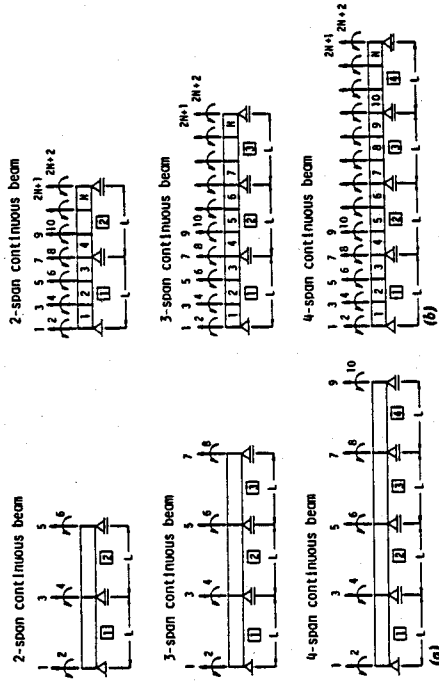
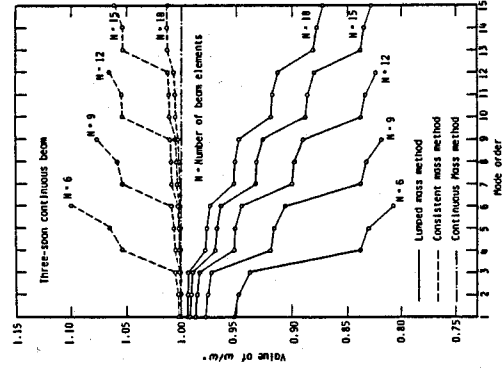


図-2 分布座標系と離散座標系における連続桁の要素分割

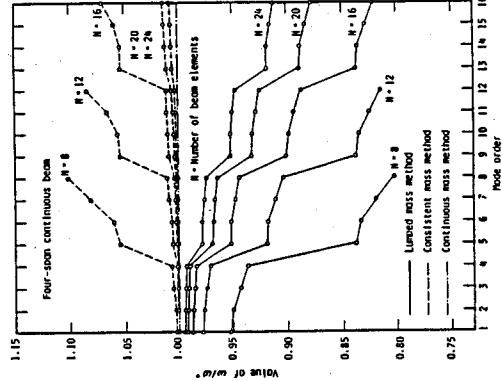
表-1 等断面等支間長の連続桁の固有値(厳密解)

Mode order	n=1		n=2		n=3		n=4		n=5		n=6		
	λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω	
1	1	(1.000)	1	(1.000)	1	(1.000)	1	(1.000)	1	(1.000)	1	(1.000)	
2	2 π	(2.000)	3	3.926802	(1.250)	3	3.926802	(1.250)	3	3.926802	(1.250)	3	3.926802
3	4 π	(4.000)	2 π	7.068582	(2.250)	2 π	7.068582	(2.250)	2 π	7.068582	(2.250)	2 π	7.068582
4	6 π	(6.000)	4 π	10.210176	(3.250)	4 π	10.210176	(3.250)	4 π	10.210176	(3.250)	4 π	10.210176
5	8 π	(8.000)	3 π	13.351769	(4.250)	3 π	13.351769	(4.250)	3 π	13.351769	(4.250)	3 π	13.351769
6	10 π	(10.000)	5 π	16.493361	(5.250)	5 π	16.493361	(5.250)	5 π	16.493361	(5.250)	5 π	16.493361
7	12 π	(12.000)	6 π	19.634954	(6.250)	6 π	19.634954	(6.250)	6 π	19.634954	(6.250)	6 π	19.634954
8	14 π	(14.000)	7 π	22.776547	(7.250)	7 π	22.776547	(7.250)	7 π	22.776547	(7.250)	7 π	22.776547
9	16 π	(16.000)	8 π	25.918139	(8.250)	8 π	25.918139	(8.250)	8 π	25.918139	(8.250)	8 π	25.918139
10	18 π	(18.000)	9 π	29.059732	(9.250)	9 π	29.059732	(9.250)	9 π	29.059732	(9.250)	9 π	29.059732
11	20 π	(20.000)	10 π	32.201323	(10.250)	10 π	32.201323	(10.250)	10 π	32.201323	(10.250)	10 π	32.201323
12	22 π	(22.000)	11 π	35.342915	(11.250)	11 π	35.342915	(11.250)	11 π	35.342915	(11.250)	11 π	35.342915
13	24 π	(24.000)	12 π	38.484507	(12.250)	12 π	38.484507	(12.250)	12 π	38.484507	(12.250)	12 π	38.484507
14	26 π	(26.000)	13 π	41.626099	(13.250)	13 π	41.626099	(13.250)	13 π	41.626099	(13.250)	13 π	41.626099
15	28 π	(28.000)	14 π	44.767691	(14.250)	14 π	44.767691	(14.250)	14 π	44.767691	(14.250)	14 π	44.767691
16	30 π	(30.000)	15 π	47.909283	(15.250)	15 π	47.909283	(15.250)	15 π	47.909283	(15.250)	15 π	47.909283
17	32 π	(32.000)	16 π	51.050875	(16.250)	16 π	51.050875	(16.250)	16 π	51.050875	(16.250)	16 π	51.050875
18	34 π	(34.000)	17 π	54.192467	(17.250)	17 π	54.192467	(17.250)	17 π	54.192467	(17.250)	17 π	54.192467
19	36 π	(36.000)	18 π	57.334059	(18.250)	18 π	57.334059	(18.250)	18 π	57.334059	(18.250)	18 π	57.334059
20	38 π	(38.000)	19 π	60.475651	(19.250)	19 π	60.475651	(19.250)	19 π	60.475651	(19.250)	19 π	60.475651

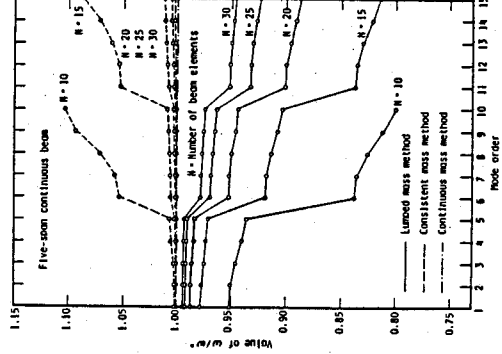
Note: The quantities within parentheses are values of λ_m/π .



図一3 3径間連続桁



図一4 4径間連続桁



図一5 5径間連続桁

数 n に応じた固有モード群が形成されており、その固有値の精度も群の中でほぼ一定になる傾向がある。特に、その傾向は集中質量法により求められた固有値に顕著に現れていることがわかる。

3-2. アーチ橋

次に、アーチ橋の固有値について考えてみよう。数値計算例として、支間長 5.9 m、ライズ長 1.0 m のランガー橋と支間長 7.0 m、ライズ長 1.0 m のローゼ橋を取り上げることとする。その数値計算に必要な断面諸元は表一2 に与えられている。境界条件としては、左端がヒンジ支承、右端がローラー支承である。また、両者の節点数は

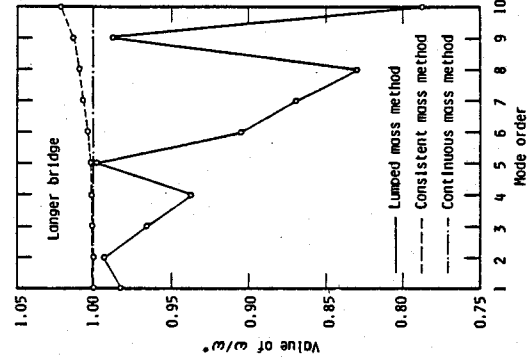
20、要素数は29である。

図一6、7 は数値計算により求められた固有値の比をそれぞれランガー橋とローゼ橋について示したものである。

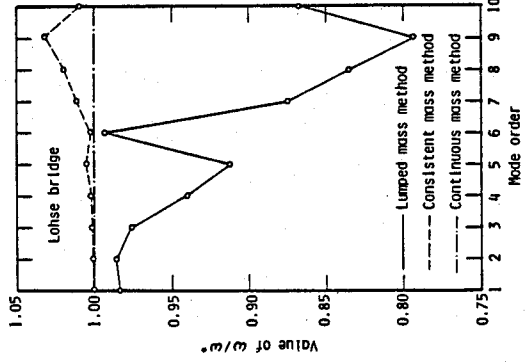
一般的に、整合質量法により求められた固有値は集中質量法による解に比べて、かなり精度が良いことがわかる。また、集中質量法により求められた解の中で、ランガー橋では、縦振動の卓越する第2、5、9 次の固有振動モードおよびローゼ橋では、第2、6、10 次の固有振動モードが他の曲げ振動のものより、良い精度で解が求められている。この場合も、集中質量法および整合質量法により求められた固有値はそれぞれ厳密解に

表一2 アーチ橋の断面諸元

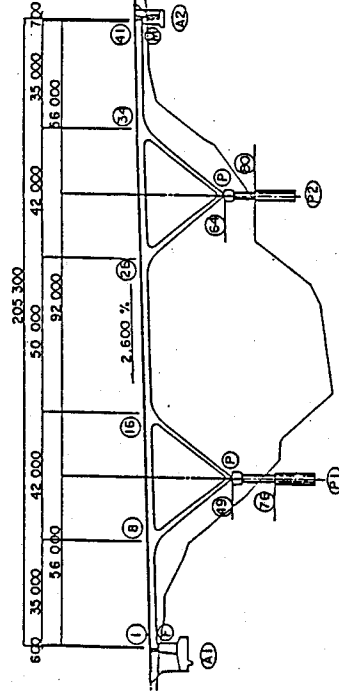
Structural properties	Larger bridge		Loise bridge	
	Lower chord member	Upper chord member	Lower chord member	Vertical member
Cross sectional area: $A(\text{m}^2)$	0.023	0.014	0.052	0.050
Moment of inertia: $I(\text{m}^4)$	0.0084	0.0065	0.0093	0.0077
Dead load: $W(\text{t/m})$	2.78	0.11	3.67	0.39
				0.007
				0.0018
				0.06



図一6 ランガー橋



図一7 ローゼ橋



図一8 Vレググラマーメン橋の側面図

対して下界値および上界値を与える。

3-3. Vレググラマーメン橋

図一8に示すようなVレググラマーメン橋（シビチャリ1号橋）の断面諸元を用いて固有値計算を行う。図一9には、近似解と厳密解との比が各固有モード次数に対して示されている。連続桁の場合と同様に、分割要素数Nが増えるにつれて近似解は徐々に厳密解に近づく傾向がある。また、同じ要素分割数では、整合質量法による解は集中質量法による解より精度が高い。さらに、前者は上界値を、後者は下界値を与える。ここで用いた3種類の質量マトリックスの数学的位置関係については、連続質量法による固有剛性マトリックスの各要素を固有円振動数 ω についてTaylor展開することにより確認することができる^{1, 4)}。

以上の連続桁、アーチ橋およびVレググラマーメン橋の固有値計算から以下のこと言える。集中質量法より整合質量法による解が、かなり精度が良いことから、平面骨組構造物の固有振動解析には集中質量法を用いるよりも整合質量法を用いることを本研究で推奨したい。また、固有値計算する上で要素分割数と精度との関係について言及するならば、もし整合質量法により0.1%以内の良い精度で解を得るためには

$$(\text{構造物全体の要素分割数}) = (1 \text{ 節点の自由度}) * (\text{必要な固有振動モード次数})$$

という算定式が有効であろう。特に、連続桁あるいはVレググラマーメン橋のように開いた平面骨組構造物の固有振動解析には上式による算定式が役立つであろう。しかし、アーチ橋のように閉じた平面骨組構造物については、さらに多少の工夫が必要となる。

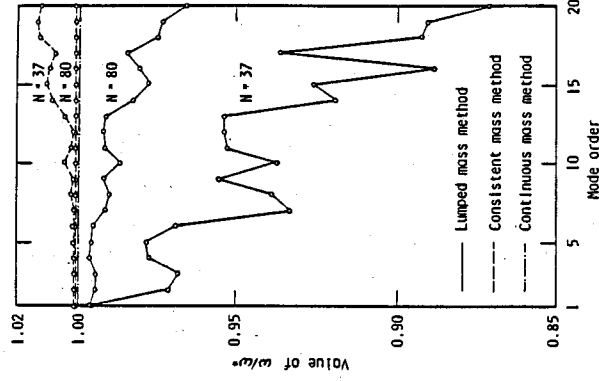
4. あとがき

本研究は平面骨組構造物の固有値計算を集中質量法、整合質量法および連続質量法により行い、求められた固有値の精度および要素分割数との関係について検討したものである。得られた結論および今後の研究課題についてまとめると以下のようになる。

(1) 一般的に、集中質量法により求められた平面骨組構造物の固有値は厳密解に対して下界値を、整合質量法による解は上界値を与える。(2) 要素分割数が増加するにつれて、近似解法による解は徐々に厳密解に近づく傾向がある。また、同じ要素分割数では、固有値は集中質量法よりも整合質量法を用いる方がかなり精度が良いことがわかった。(3) 今後は、そり変形の影響を考慮した曲線格子桁橋あるいは立体骨組構造物の固有値とその精度について検討する必要がある。

(参考文献)

- 1) Hayashikawa, T. and Watanabe, N., Proc. of ASCE, Vol. 111, No. EM5, 1985.
- 2) Clough, R.W. and Penzien, J., Dynamics of Structures, 1975.
- 3) Ayre, R.S. and Jacobsen, L.S., J. of Applied Mechanics, Vol. 17, No. 4, 1950.
- 4) Paz, M., Structural Dynamics, 1980.



図一9 Vレググラマーメン橋

② 面内力を受ける板構造の固有振動特性

橋片山鉄工所 夏秋義広
長崎大学 高橋和雄
長崎大学 手塚 仁

1. まえがき

プレートガダー橋やラーメン構造の腹板などの強度部材では、死荷重による面内力が初期応力として作用している。これらの部材の局部振動を考える場合、かなりの大きさの面内力が作用しているにもかかわらず、面内力の影響を無視した取扱いが行われているようである。また、これまでの解析をみると、面内力が一樣分布（圧縮力、引張力）の場合はかなり取扱われているが^{1), 2)}、純曲げやせん断力などの場合はあまり取扱われていないようである。そこで、本研究では、各種の面内力を受ける平板の固有振動特性を報告するものである。

2. 基礎式および境界条件

プレートガダー橋の主桁腹板において、垂直補剛材と上下フランジで囲まれた部分を一枚の長方形板とみなす。図-1に示すような座標系を導入し、板の周辺に x 方向垂直応力とせん断力とからなる面内力が作用するものとする。この場合、平板の中央面に作用する面内力は、次のように与えられる。

$$\begin{aligned} N_{x0} &= -\sigma_0 h (d - cy/b) \\ N_{y0} &= 0 \\ N_{xy0} &= \tau_{xy0} h \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 h :板厚、 a, b :板の辺長、 σ_0 : $y=0$ における垂直応力、 $d=1, c=2$:純曲げ($\sigma_0 = 6M_0/hb^2$ 、 M_0 :曲げモーメント)、 $d=-1, c=-1$:三角形分布荷重、 $d=-1, c=0$:一様圧縮荷重、 τ_{xy0} :せん断応力。

この長方形板の運動方程式は次のように与えられる。

$$L(w) = \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + D \nabla^4 w + N_{x0} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy0} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0 \quad (2)$$

ここに、 ρ :板の密度、 $D=Et^3/12(1-\nu^2)$:板剛度、 $\nabla^2=(\partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2)$ 、 E :ヤング率、 ν :ポアソン比、 w :たわみ、 t :時間。

境界条件として次の2ケースを考える。

case I: 全周辺単純支持

$$(x=0, a) \quad w = \partial^2 w / \partial x^2 = 0; \quad (y=0, b) \quad w = \partial^2 w / \partial y^2 = 0 \quad (3-a)$$

case II: 一对辺単純支持、他対辺固定

$$(x=0, a) \quad w = \partial^2 w / \partial x^2 = 0; \quad (y=0, b) \quad w = \partial w / \partial y = 0 \quad (3-b)$$

3. 解法

式(2)の解を次のように仮定する。

$$w = h \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} T_{mn}(t) W_{mn}(x, y) \quad (4)$$

ここに、 $T_{mn}(t)$:時間関数、 W_{mn} :境界条件を満足する座標関数。

式(4)の座標関数として、はりの座屈波形を用いる。すなわち、

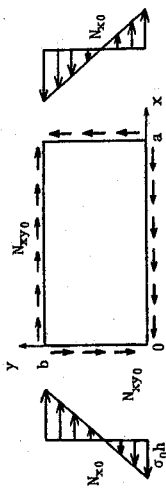


図-1 長方形板の一般図

case I: $\Psi_{mn} = \sin m\pi \xi \cdot \sin n\pi \eta$

(5-a)

case II: $\Psi_{mn} = \sin m\pi \xi \cdot \{\cos(n-1)\pi \eta - \cos(n+1)\pi \eta\}$

(5-b)

ここに、 m : x 方向の半波数、 n : y 方向の半波数、 $\xi = x/a$ 、 $\eta = y/b$ 。

上式を式(2)に代入しても、右辺は零とならないので、Galerkin法による解法を採用する。すなわち、

$$\int_0^1 \int_0^1 L(\omega) \Psi_{rsd} \xi d\eta = 0 \quad (6)$$

ここに、 $r=1, 2, \dots, M$ および $s=1, 2, \dots, N$ 。式(6)の定積分を実行すると次式を得る。

$$\sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N \left\{ \frac{\rho h a^4}{D \pi^4} A_{mnrs} \ddot{T}_{mn} + B_{mnrs} \dot{T}_{mn} + \frac{\sigma_0 h a^2}{D \pi^2} C_{mnrs} T_{mn} + 2\mu \frac{N_{xy0} a^2}{D \pi^2} D_{mnrs} T_{mn} \right\} = \{0\} \quad (7)$$

ここに、 A_{mnrs} , B_{mnrs} , C_{mnrs} , D_{mnrs} : Galerkin法の積分項、 $\mu = b/a$: 辺長比。

$T_{mn} = e^{i\omega t} \bar{T}_{mn}$ とおけば、式(7)は次のように行列表示される。

$$(-\alpha^2 [A] + [B] + \lambda_{cr} \bar{\sigma}_0 [C] + k_{cr} \bar{N}_{xy0} [D]) \{X\} = \{0\} \quad (8)$$

ここに、 $\alpha = \sqrt{\rho h \omega^2 a^3 / D \pi^2}$: 振動の固有値、 $\lambda_{cr} = \sigma_{cr} h a^2 / D \pi^2$: 垂直応力による座屈の固有値、 σ_{cr} : 座屈応力、 $\bar{\sigma}_0 = \sigma_0 / \sigma_{cr}$ 、 $k_{cr} = N_{cr} a^2 / D \pi^2$: セン断座屈の固有値、 $N_{cr} = \tau_{cr} h$: セン断座屈荷重、 $\bar{N}_{xy0} = N_{xy0} / N_{cr}$ 、 $[A]$, $[B]$, $[C]$, $[D]$: 係数行列、 $\{X\}$: $\bar{T}_{mn}$ を要素とする列ベクトル。

数値計算にあたっては、式(8)を行列の固有値問題に変換する手法を採用する。すなわち、

$$[A]^{-1} ([B] + \lambda_{cr} \bar{\sigma}_0 [C] + k_{cr} \bar{N}_{xy0} [D]) \{X\} = \alpha^2 \{X\} \quad (9)$$

式(9)によって、形状パラメーターである辺長比 μ が与えられれば、各境界条件のもとにおける固有値 α^2 、固有ベクトルが得られる。これより、固有円振動数 ω 、式(4)より固有振動形が求められる。式(9)に含まれる λ_{cr} 、 k_{cr} をそれぞれ求めるためには、 $\alpha^2 = 0$ として、適宜 $\bar{\sigma}_0 = 1$ 、 $\bar{N}_{xy0} = 1$ と置けばよい。

4. 数値結果

(1) 純曲げの場合 ($d=1, c=2$)^{(3), (4)}

純曲げを受ける正方形板 ($\mu=1, 0$) の曲げモーメント $\bar{M}_0 (= M_0 / N_{cr})$ と無次元固有振動数 $\bar{\omega} (= \omega_m / \omega_1)$ との関係は case I, II について示せば、図-2、3に示すとおりである。

また、図中の記号 (r, s) は ω_{rs} 、すなわち、 x 方向の半波数 r 、 y 方向の半波数 s の固有振動形を意味する。これらの図のように、 y 方向の半波数 $s=1$ の場合、つまり、 $(r, 1)$ の振動形をもつ固有振動数は、曲げモーメント $\bar{M}_0$ が增大するにつれて低下する。特に、座屈屈波形を与える $(2, 1)$ の固有振動数は、座屈モーメント $\bar{M}_0=1$ で零となる。しかし、 y 方向の半波数が2以上は低下せず、ほぼ等しいか、逆に増大する。面内力の分布に引張側と圧縮側の領域があるために、このような結果となるものと思われる。

固有振動数の変動が著しい $(2, 1)$ 型の場合について、曲げモーメント $\bar{M}_0$ による固有振

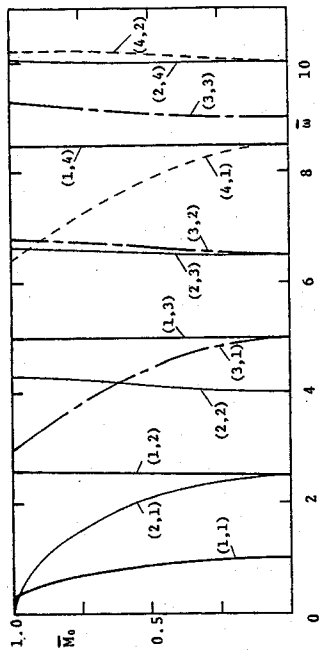


図-2 正方形板の固有振動数: case I, 純曲げ

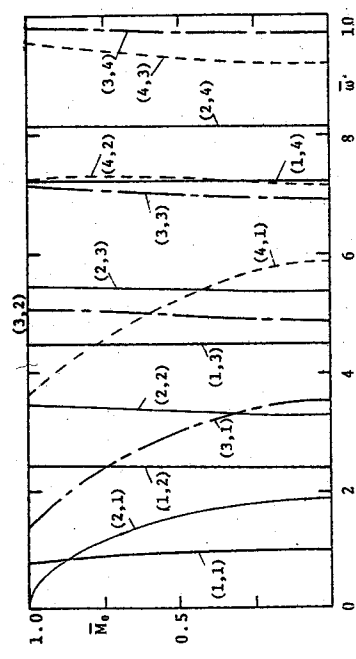


図-3 正方形板の固有振動数: case II, 純曲げ

動形の変化を case II に対して示せば、図-4のとおりである。 $\bar{M}_0$ が増大すると、固有振動形は対応する板の座屈波形に近づく。つまり、引張側では振幅が減少し、逆に圧縮側では振幅が増大する。

(2) 三角形分布荷重 ($d=-1, c=-1$)^(*)

桁構造を考える場合、上下フランジの断面が同一でない場合には、腹板の応力状態は純曲げ状態にはならない。このような場合の一例として、三角形分布荷重 ($d=-1, c=-1$) を受ける case II の正方形板の面内応力 $\bar{\sigma}_0$ と無次元固有振動数との関係を、図-5に示す。この場合、一樣圧縮荷重の場合と同様に、荷重の増大とともに振動数が低下する。

(3) せん断力^(*)

図-6、7は、せん断力を受ける正方形板の固有振動数曲線を、case I, II について示したものである。せん断力の作用により、板には圧縮力と引張力の組み合わせからなる力が対角線方向に作用するため、引張側では振幅の減少、圧縮側では振幅の増大となり、固有振動形は対角線に対して対称もしくは逆対称となる。case I の場合の正方形板のモードの形状は、図-8のようになる。このように、せん断力を受ける場合の固有振動形は、 $x=a/2, y=b/2$ に対する対称性が失われるので、 (m, n) が意味をもつのは、 $\bar{N}_{x,y,0}$ が 0.0 の場合のみである。図-6、7のように、せん断力を受ける正方形板の固有振動数は、振動次数によって著しく異なる。静的せん断力の効果は、一般に、固有振動数を減少させるが、特定の振動次数では増大する。

(4) 曲げを受ける曲線平板

アーチ橋の腹板などの曲線平板では、曲げによる面内力の分布が長方形板とは異なること、内径側と外径側とで板の剛度が異なるなど、長方形板にない特性が現われる。したがって、固有振動特性も扇形板としての特性が現われてくる。扇形板の曲げモーメント $\bar{M}_0$ と固有振動数との関係をプロットすると、図-9の結果を得る。 $(r, 1)$ (ただし、 $r \geq 2$) の固有振動数は $\bar{M}_0$ の増大とともに増加するが、こ

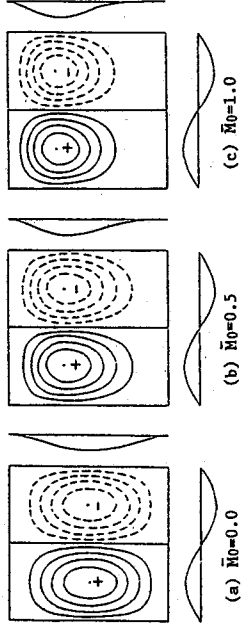


図-4 正方形板の固有振動形: case II, 純曲げ

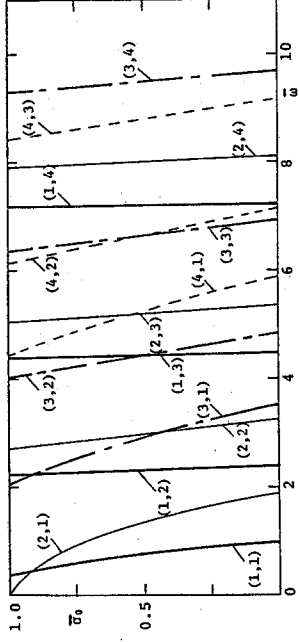


図-5 正方形板の固有振動数: case II, 三角形分布荷重

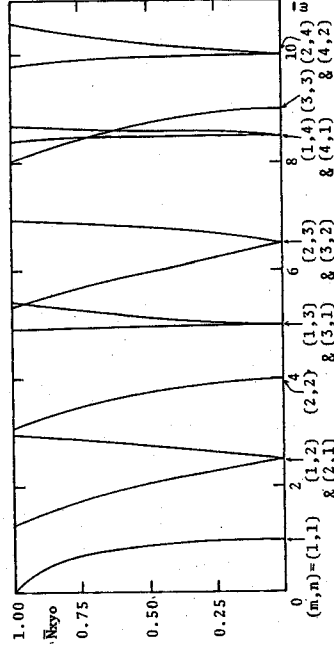


図-6 正方形板の固有振動数: case I, せん断力

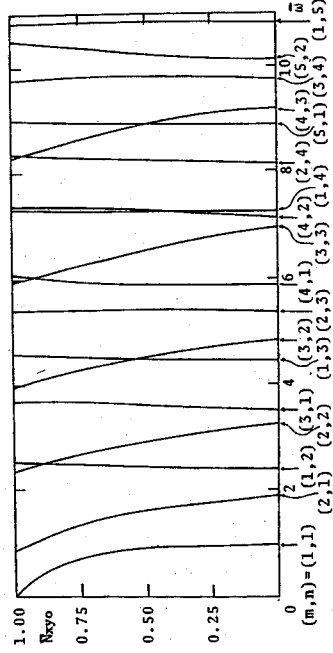


図-7 正方形板の固有振動数: case II, せん断力

の他の固有振動数は減少する。この結果は、図-2の正方形板と同じではない。すなわち、板の形状によって、面内力の分布、板の剛性が異なるために、これらを反映した解析が必要といえる。

5. 桁橋の腹板に作用する面内力の大きさ
プレートガーターの断面は、上下フランジと腹板とで外力に抵抗している。このうち、曲げは主として、上下フランジで負担するたため、腹板の受け持つモーメント $\bar{M}_0$ は小さく、 $\bar{M}_0=0.2$ 程度である。これに対して、せん断力 $\bar{N}_{xy}$ の大きさは、例えば建設省の標準設計例によれば、図-10に示すように、 $\bar{N}_{xy0}=0.2\sim0.5$ 程度である。以上のようことを考えると、純曲げの場合、 $\bar{M}_0$ の影響は無視してもよさそうであるが、桁の支点付近の局部振動を対象とする場合には、静的せん断力の影響を考慮すべきであろう。

6. まとめ

本研究は、面内応力を受ける平板の固有振動特性を明らかにしたものである。得られた結果をまとめると、

- (1) 面内力を受ける平板の固有振動特性は、面内力の分布形状によって著しく異なる。面内力が純曲げやせん断力による場合には、荷重の増大とともに増加する固有振動形がある。
- (2) せん断力を受ける長方形板の固有振動形は、無応力状態のときと比べて著しく異なる。
- (3) プレートガーター橋の腹板の局部振動に注目すると、せん断力が曲げや軸力に比べて大きく、支点付近の局部振動を取扱う場合には、せん断力の影響を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 八巻・永井: 周期的な圧縮荷重を受ける矩形板の動的安定、東北大学高速力学研究所報告、第36巻、第351号、pp.147-168、1975。
- 2) 林毅綱: 軽構造の理論とその応用(上)、pp.427-429、日本科学技術連盟、1966。
- 3) 高橋・田川・池田・松川: 面内曲げを受ける長方形板の動的安定性、土木学会論文報告集、第341号、pp.179-186、1984。
- 4) Takahashi, K. and Konishi, V.: Dynamic Stability of a Rectangular Plate Subjected to Distributed In-plane Dynamic Force, Journal of Sound and Vibration, Vol.123, No.1, pp.115-127, 1988。
- 5) 高橋・夏秋・川副・小西: 面内変動せん断力を受ける長方形板の動的安定性、構造工學論文集、Vol.35A、pp.45-52、1989。
- 6) 高橋・小西・平川・夏秋: 面内変動曲げを受ける曲線平板構造の動的安定性、構造工學論文集、Vol.34A、pp.807-815、1988。

	(1,1)	(2,1)	(1,2)	(2,2)	(3,1)	(1,3)
$\bar{N}_{xy0}=0.0$						
$\bar{N}_{xy0}=1.0$						

図-8 正方形板のモードの節の形状: case I, せん断力

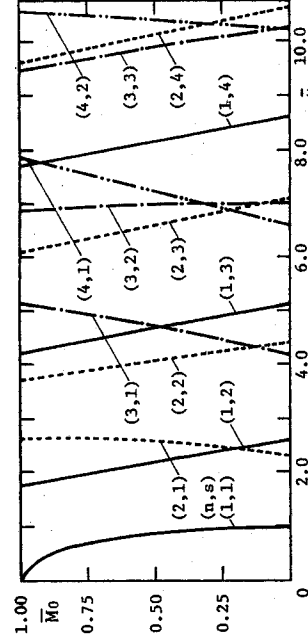


図-9 扇形板の固有振動数: case I, 純曲げ

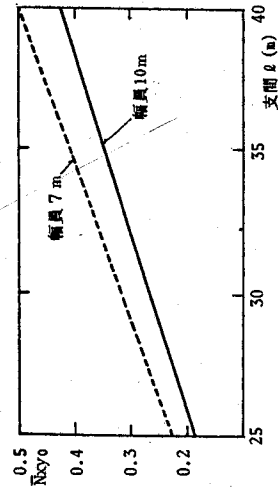


図-10 合成桁腹板の静的せん断力の大きさ

③ 走行荷重による扇形スラブの動的応答

大阪市立大学工学部 小林 治俊
大阪府土木部 萩田 英誠
大阪市立大学工学部 園田恵一郎

1. まえがき 走行車両によるスラブの動的応答に関しては、これまでに、長方形や斜スラブ [1] を対象にした研究は多くあるが、扇形スラブに関しては少ないようである [2-4]。扇形スラブの力学的挙動は、曲率を有する形状の故に、長方形スラブの挙動とはかなり異なることが容易に想像出来る。本研究は直線辺が単純支持され2円弧辺が自由な扇形スラブの走行車両による動的性状を明らかにすることを目的とし、モード法による解析を試みたものである。扇形スラブの開角、アスペクト比、車両の走行位置、走行速度、スラブの内部減衰等のパラメーターに対する動特性の検討を行った。なおスラブ橋は通常短スパンのものが多く、動特性に及ぼす走行車両の質量の影響は無視できないが、本研究では解析の便を考慮して車両の質量効果は無視している。

2. 動的応答解析 取扱う扇形スラブの形状と座標系を図

1 示す。扇形スラブの開角を α 、内外径を r_i, r_o とし、走行荷重は直線辺と中心円弧長がともに L ($\beta = L/r_o$) の扇形等分布荷重 q で、 $r = r_o$ の円弧に沿って一定の速度 v で走行するものとする。

たわみ $w(r, \theta, t)$ に関する運動方程式は、

$$D \Delta \Delta w + 2\kappa \rho w + \rho w = F(r, \theta, t) \quad (1)$$

で与えられ、ここに、 D は板剛度； κ は板の内部減衰係数； ρ は板の単位面積質量； F は荷重； $\Delta = \text{Laplacian}$ ； $\dot{} = \partial / \partial t$ 。

本問題の境界条件は、次のように与えられる。

$$\theta = 0, \alpha \quad \text{において} \quad w = M_\theta = 0 \quad (2a)$$

$$r = r_i, r_o \quad \text{において} \quad M_r = V_r = 0 \quad (2b)$$

式(1)の解は、境界条件を満足する同じ形状の扇形板のモード関数 $w_{mn}(r, \theta)$ を用いて次のように表すことが出来る。

$$w(r, \theta, t) = w^s(r, \theta) + \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} Q_{mn}(t) w_{mn}(r, \theta) \quad (3)$$

ここに、 $w^s(r, \theta)$ は式(1)の動的項を省略した準静的問題より得られるたわみであり、モード関数 [5] は、

$$w_{mn}(r, \theta) = R_{mn}(r) \sin(M\theta) \quad (4a)$$

$$R(r) = A_{mn} J_M(k_{mn}r) + B_{mn} Y_M(k_{mn}r) + C_{mn} I_M(k_{mn}r) + D_{mn} K_M(k_{mn}r) \quad (4b)$$

と表される。また、 $M = m\pi / \alpha$ ； $Q_{mn}(t)$ は未定の時間関数； J_M, Y_M は M 次の Bessel 関数； I_M, K_M は M 次の変形 Bessel 関数； $k_{mn} = (\rho p_{mn}^2 / D)^{1/4}$ ； p_{mn} は mn 次の固有円振動数； $A_{mn}, B_{mn}, C_{mn}, D_{mn}$ は境界条件から決

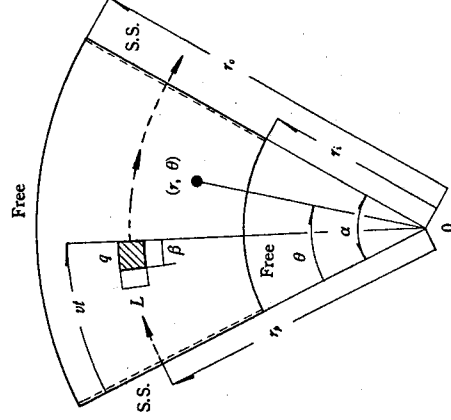


図1 座標系

まる定数である。

モード関数は、式(1)で減衰項と荷重項を無視して得られる自由振動問題の支配式(5)、および式(6)の直交条件を満足する。

$$\Delta \Delta W_{mn} = k_{mn}^4 W_{mn} \quad \dots\dots\dots (5) \quad \int_0^{r_0} W_{mn} W_{ij} r dr d\theta = \delta_{mi} \delta_{nj} N_{mn}^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 δ_{ij} はクロネッカーデルタ、 N_{mn} はノルムである。

時間関数 $Q_{mn}(t)$ を求めるため式(3)を式(1)に代入し、式(5)(6)を利用して整理すれば、次式を得る。

$$\ddot{Q}_{mn}(t) + 2\kappa \dot{Q}_{mn}(t) + p_{mn}^2 Q_{mn}(t) = -\Omega_{mn}(t) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、

$$\Omega_{mn}(t) = \ddot{Z}_{mn}(t) + 2\kappa \dot{Z}_{mn}(t) \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$Z_{mn}(t) = \frac{p_{mn}^2}{Dk_{mn}^2} \int_0^{r_0} F(r, \theta, t) W_{mn}(r, \theta) r dr d\theta \quad \dots\dots\dots (9)$$

さて、式(9)の θ に関する積分は走行荷重を分布荷重としていたため、(1)走行荷重がスラブの左端($\theta=0$)より進入する場合： $0 \leq t_1 \leq \beta/\omega$ 、(2)走行荷重全体がスラブ上にある場合： $0 \leq t_2 \leq (\alpha - \beta)/\omega$ 、(3)走行荷重がスラブの右端($\theta = \alpha$)より通過する場合： $0 \leq t_3 \leq \beta/\omega$ 、の3通りに分けて行う必要がある。ただし $\omega = v/r_0$ 。これらの時間 t_i ($i=1-3$)の3状態に対する式(7)の解は次の式で与えられる。

$$Q_{mni}(t) = \frac{1}{\phi} \int_0^{t_i} \Omega_{mni}(\tau) \exp[-\kappa(t_i - \tau)] \sin \phi(t_i - \tau) d\tau \\ + Q_{mni}(0) \exp(-\kappa t_i) \cos \phi t_i + [\kappa Q_{mni}(0) + \dot{Q}_{mni}(0)] \frac{1}{\phi} \exp(-\kappa t_i) \sin \phi t_i \quad \dots\dots\dots (10)$$

ただし、 $\phi = (p_{mn}^2 - \kappa^2)^{1/2}$ 、積分定数 $Q_{mni}(0)$ 、 $\dot{Q}_{mni}(0)$ は、状態 i と $i+1$ の連続条件より決定される。本研究では走行荷重進入前にはスラブは静止しているものとして解析を行った。

3. 数値計算例 以下の数値計算では全て、ポアソン比 $\nu = 0.2$ 、荷重幅 $l = r_0/20$ とした。従って荷重分布面積は走行位置によらず一定値をとるが、その分布扇形形状は走行位置により若干の違いがある。

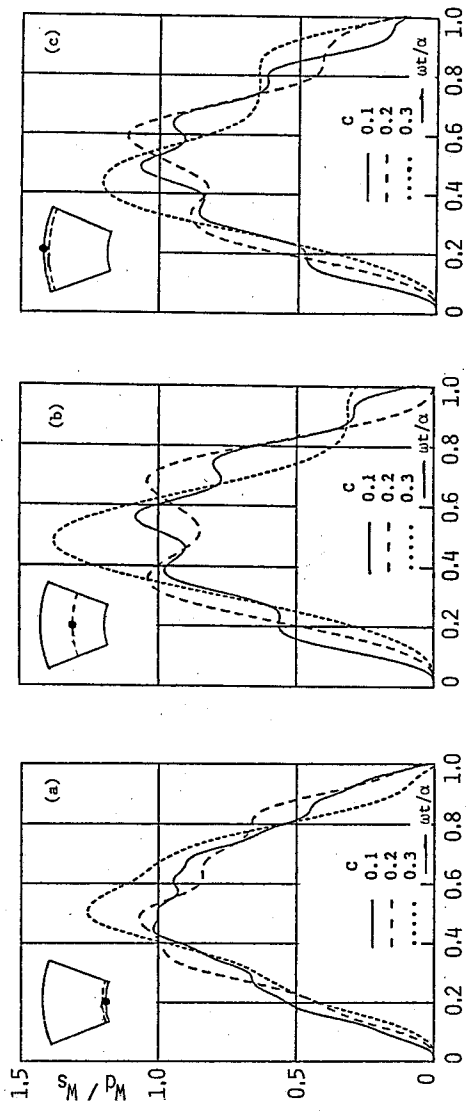


図2 たわみの応答曲線 ($\alpha = \pi/6, \eta = 0.7$) : (a)内円弧走行 (b)中央走行 (c)外円弧走行

なお動的解を式(3)の様に準静的項と動的項に分けているため、級数の収束性は良好であり、数値計算では、9個の固有モードを採って行った。動的増加率 δ 、速度パラメーター C を次式で定義する。

$$\delta = (w_{d, \max} - w_{s, \max}) / w_{s, \max} \times 100\%, \quad C = V / \alpha r_0 p_{11} \dots\dots\dots (11)$$

図2は、開角 $\alpha = \pi/6$ 、半径比 $\eta = r_i / r_o = 0.7$ の扇形スラブに対して、速度パラメーターを $C = 0.1$ 、0.2、0.3と変化した場合のたわみ応答を表したものである。荷重の走行位置を点線、着目点を黒丸点で示している。荷重の変化によりモードの違いが現れているが、速度が増すにつれ応答曲線は一つのピークのみを持つ単調な曲線となるようであり、内円弧走行時が他の場合よりモードの変化度合が少ないと言える。図3は、速度パラメーターを $C = 0.1$ に固定した場合、着目点(内・中央・外円弧の中央点)の違いによるたわみ応答の変化を示したものである。中央・外円弧走行時は何れの着目点においても応答モードは相似であり、内円弧走行時のみ違いが生じている。図4は、たわみの動的増加率 δ を $(\alpha, \eta) = (\pi/6, 0.5), (\pi/6, 0.7), (\pi/8, 0.7)$ である3種類の形状に対して示したものである。

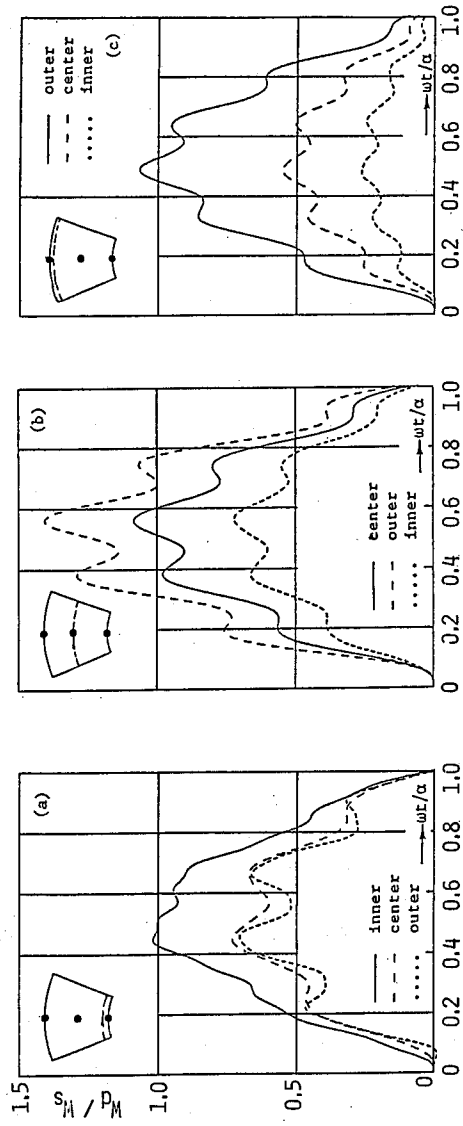


図3 たわみの応答曲線 ($\alpha = \pi/6, \eta = 0.7, C = 0.1$) : (a)内円弧走行 (b)中央走行 (c)外円弧走行

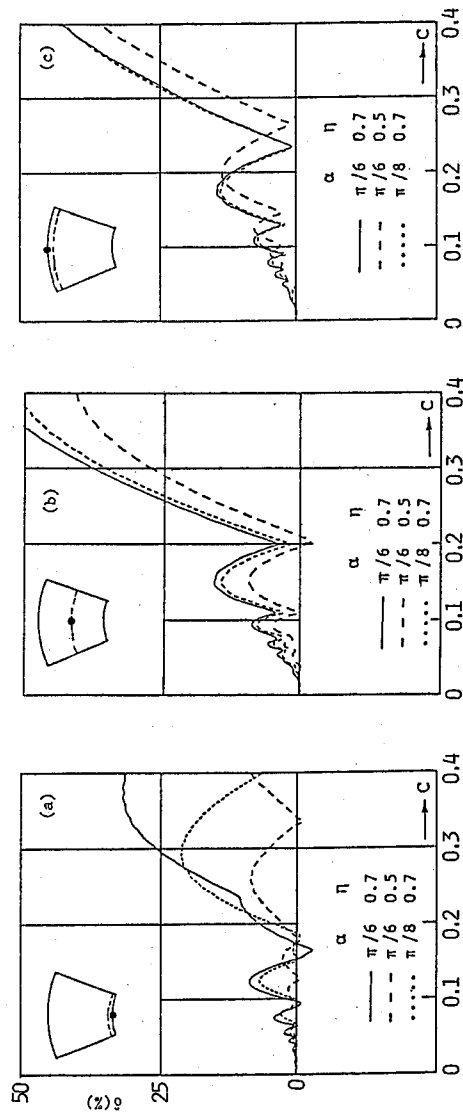


図4 たわみの動的応答倍率曲線

る。中央走行時の速度パラメーターを基準としているため、内・外円弧走行時の走行速度は中央走行時に比べ相対的に大きめ、小さいの値になっている。この図より、動的増加率は開角の変化よりも半径比に影響を受けることがわかる。次に減衰の影響を調べるため、対数減衰率 $d(=2\pi\kappa/p_{mn})$ を0.05, 0.10, 0.20とした場合の動的増加率を図5に示している。 $d=0.2$ の場合で、減衰のない場合との差は最大で約4%であるから、減衰の効果は小さいと言える。最後に、中央走行時のスラブ中央の曲げモーメント $M\theta$ の動的増加率を図6に示した。たわみと比べ、小さいめの値となっている。

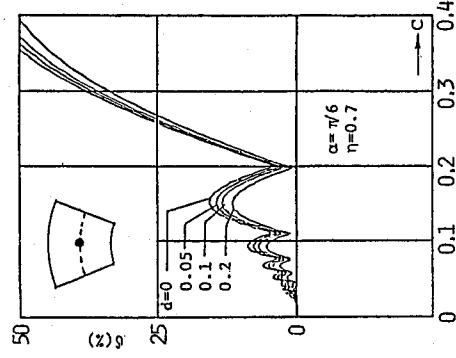


図5 減衰の影響

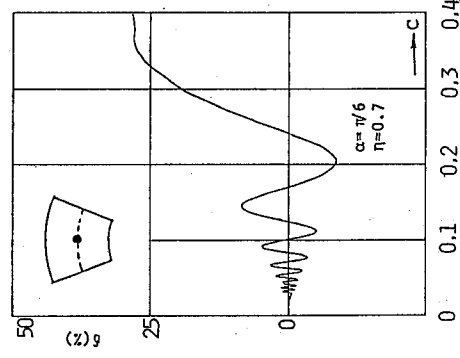


図6 $M\theta$ の応答倍率曲線

4. あとがき 走行荷重による扇形スラブの動力学的特性を若干の数値計算により例示したが、パラメトリック解析を基にしたさらに詳細な考察が必要であろう。また、質量-バネ系の走行車面による解析がより重要であり、これらは今後の課題である。

最後に、本原稿の作成に河野浩君（現4年生）の協力を得たことを付記する。

5. 参考文献

- [1] 例えば、①平井一男：移動荷重をうける相対2辺単純支持、他の2辺自由なる直交異方性板の振動性状について、土木学会論文集，第92号，1963，pp.1-10。②Iyengar, K.T.S.R. and Jagadish, K.S.: The response of beam and slab bridges to moving forces, IABSE Publication, Vol.28, No.2, 1968, pp.69-86。③Kobori, T. et al.: Dynamic response of the isotropic slab bridge under traffic jam, Memo. Fac. Tech., Kanazawa Univ., Vol.18, No.2, 1985, pp.657-665。
- ④水澤宣作，他：走行荷重による斜スラブの動力学的性状について，土木学会論文報告集，第326号，1982，pp.404-407。
- [2] Kunukasseril, V.X. and Ramakrishnan, R.: Dynamic response of circular bridge decks, Int. J. Earthq. Engng. Structu. Dyn., Vol.3, No.2, 1975, pp.217-232。
- [3] Ramakrishnan, R. and Kunukasseril, V.X.: Response of circular bridge decks to moving vehicles, Int. J. Earthq. Engng. Structu. Dyn., Vol.5, No.3, 1977, pp.377-394。
- [4] Kobayashi, H. et al.: Effect of shear deformation on dynamic response of curved bridge to moving loads, Memo. Fac. Osaka City Univ., Vol.28, 1987, pp.171-185。
- [5] 山崎徳也，他：扇形板の自由振動解析，九州大学工学集報，第42巻4号，1969，pp.576-583。

④ 板理論を用いた走行荷重を受ける橋の動的応答解析に関するレビュー

1. はじめに

英国でのChester鉄道橋の崩壊(1847)以来、走行荷重を受ける橋の動的問題に関する理論的研究や実験的研究が活発に行われ、これまでに多くの研究成果が発表されてきた^{6,9-72)}。特に、1940年代後半に開発されたコンピュータの実用化や計測技術の開発が橋梁の振動研究を加速してきた。Illinois大学を中心に行われたAASHOの道路橋に関する膨大な実験(1956-1960)は、この分野の先駆的研究として挙げられる⁸⁸⁾。一方、モータリゼーションの加速に伴い、走行車両の重量化と高速化が進み、また橋梁の長大化や薄肉構造の開発が行われてきた。立体交差や道路線形を考慮した曲線橋や斜橋も多く建設されてきた。

走行荷重を受けるこのような橋の衝撃係数や応答性を明かにするために、従来一次元モデルとしての板理論を用いて研究されてきたが、スパンに比較して幅員の大きい橋や大型箱桁橋では、幅員方向の変形性や断面変形の影響が大きくなるので、2次元及び3次元モデルとしての板理論や折板・曲面板理論が用いられる。スパンが幅員の2倍以下になると、板理論とはり理論による結果に大きな差が生じてくることが指摘されている。特に、中小スパンの曲線桁橋、斜桁橋やこの種のスラブ橋では、非対称な反力分布によるねじり性状が卓越してくるので、より現実的なモデル化が必要になる。さらに、高次の振動モードも卓越してくるので、はりの挙動とはかなり異なった複雑な応答性が示される。

本文では、板理論を用いた走行荷重による橋の動的応答解析について、Fig. 1に示すような長方形板・直線橋、扇形板・曲線橋及び斜板・斜橋を例にとり応答解析法についてレビューする。とくに、橋梁のモデル化、走行車両のモデル化、離散化手法について考察している。参考文献には、これまでに発表されたこの種の主な研究論文が年代順に示してある。

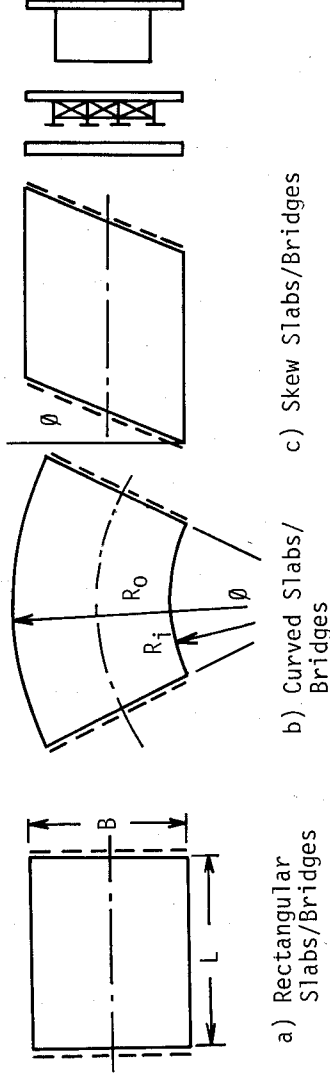


Fig. 1 Idealization of Slabs/Bridges and Cross-sections

2. 板理論に基づく動的応答解析ーモデル化

はじめに、走行荷重を受けるスラブ橋及び桁橋の動的挙動に与える主要因を列記すると、次のとおりである。

(1) 橋の構造特性による要因 (a) 支間/幅員比、(b) 板の剛性特性 (桁の通心結合を含む)、(c) 斜角・中心角 (幾何形状)、(d) 支承構造 (剛支持、点支持、連続支持を含む)、(e) 板厚/支間比、(f) 減衰特性、(g) 路面の凹凸や目地などが挙げられる。これらの要因を考慮して、種々の板理論が用いられている。主なものを挙げると、薄板理論、せん断変形・回転慣性を考慮したMindlin板理論・Ambartsumyan板理論、直交異方性板理論、Huberの補剛板理論、積層板理論、折板理論などがある。また、鋼材、コンクリートやアスファルトなどの材料特性も考慮しなければならない。

(2) 走行車両に関する要因 (h) 走行速度、(i) 走行位置及び連行車両の数、(j) 走行車両

の質量効果、(k) 車両のサスペンションの剛度、(l) 車両の減衰特性、(m) 車両のサスペンションの初期変形、(n) 加速、減速操作、(o) 遠心力などが挙げられる。従って、より現実的な挙動を表すために橋と走行車両の動的相互作用を考慮して、Fig. 2に示すような種々の走行荷重モデルが提案されている。

(3) 主な解析パラメータ

(1) と (2) で示した要因を考慮して、動的応答性状に与える各種 a) Real Vehicle 解析パラメータが提案されてきている。すなわち、[a] 橋の構造パラメータ、[b] 走行荷重パラメータ、[c] 橋と走行荷重による連成パラメータなどが挙げられる。ここでは、これらの詳細については述べない。

3. 離散化と応答解析法

走行荷重を受ける板の動的応答解析として、Schmidt¹⁾とReissner²⁾ら(1931)により、走行周期外力を受ける周辺単純支持された長方形板の応答解析が先駆的な研究として挙げられる。一方、AASHOの橋梁振動の研究が1956年より開始され、コンピュータの実用化をうけて、理論的研究も活発に行われた。Oranら(1961)は⁵⁾、幅員方向の変形挙動に注目し、Rayleigh-Ritz法とNewmark法を用いて、コンクリート桁橋の動的解析を行い、また模型実験との詳細な検討も行っている¹²⁾。ここで、一自由度系走行荷重 (Sprung-Unsprung mass model) を仮定し、また桁の曲げ c) Moving Mass Model とねじり剛性も考慮した等方性板理論を用いている。さらに、走行荷重を受ける離散的に配置された桁を持つ板の動的解析として、解析的に取り扱ったCappelliらの研究^{7,9)}や 桁の偏心補剛を考慮したHuberの板理論を用いたSinghviら^{14,17)}やFeeser⁸⁾の研究が挙げられる。これらの研究では、いずれも周辺単純支持板を対象とし、走行質量荷重(Moving mass model)や一自由度系走行荷重も考慮されている。平井は⁸⁾、走行外力(Moving force model)を受ける相対する2辺がそれぞれ単純支持と自由な直交異方性板の動的応答を解析的に解いている。また、桁橋を直交異方性板でモデル化し、動的応答に与える各種パラメータの影響を詳細に検討したJagadish¹³⁾やIyengerらの研究^{15,20)}がある。走行する連行質量荷重を受ける周辺単純支持された等方性板の動的応答問題を解析的に解いたStanisic¹⁶⁾の研究もある。また、SaigalとAgrawal^{48,49)}は、初期条件を満たしたGreen関数を固有関数に用いて、走行質量が作用する周辺単純支持された長方形板の応答解析を行っている。走行質量が作用する周辺単純支持された長方形板の動的応答に与える板厚の増大に伴い生じる回転慣性や横せん断の影響をMindlin板理論により検討したJahanshakiらの研究¹⁹⁾やAmbartsunyanの板理論を用いた白川の研究⁴⁰⁾も挙げられる。林川らは⁴²⁻⁴³⁾、板のねじり剛性を無視した直交異方性板理論を用いて連続板の応答問題を解析的に解き、動的増幅率について詳細に検討している。さらに、解析的に取り扱った研究として、交通渋滞の影響を解析した小堀ら⁴⁵⁾の研究や移動荷重を受ける積層板の動的挙動を扱ったChonan⁴⁶⁾の研究もある。

一方、走行荷重を受ける扇形板の動的問題を解析的に検討した研究として、走行外力による等方性扇形板の応答解析を行ったRamakrishnanらの研究^{52,53)}や一自由度系走行荷重を受ける補剛扇形板の応答を取り扱ったRamakrishnanらの研究⁵⁵⁾がある。また、扇形スラブ橋の動的応答に与える横せん断変形の影響を検討した小林らの研究^{59,60)}もある。

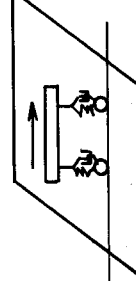
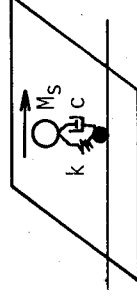
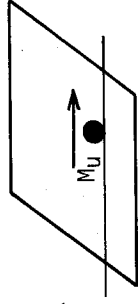
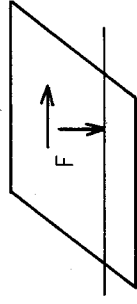
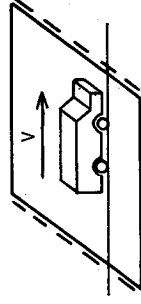


Fig. 2 Idealization of Vehicles

以上述べてきた解析的手法は、解の見通しや解析パラメータの取り扱いが容易であるが、一般に複雑な幾何形状や任意の境界条件を持つ板構造の応答解析への適用には問題が多く見られる。従って、より汎用的な解析方法として、1950年代半ばに提案された有限要素法や有限帯板法を用いた基礎的研究が1970年に入り活発に行われている。初期の研究では、種々の板要素モデルを用いて単純な走行荷重モデルを受ける長方形板、扇形板や斜板の動的応答解析への適用性について検討されてきたが、より現実的な走行車両モデルや構造モデルを用いて、桁橋や箱桁橋の動的特性についても詳細に研究されて来ている。

最初に有限要素法を適用した研究として、Damleら(1969,1970)^{18,21)}とYoshidaら(1970,1971)^{19,22)}は、長方形板要素を用いて板の離散化を行い、走行外力荷重と走行質量荷重が作用する周辺単純支持された長方形板の応答解析を行っている。いずれも、Newmark法を用いて運動方程式を解いている。Eberhardt²⁵⁾は、3自由度系走行荷重モデルを受ける連続桁橋の動的応答解析を行っている。ここで、桁と床板の連成挙動を考慮して、はり要素と板要素により桁橋のモデル化を行い、連成運動方程式をNewmark法により解いている。

また、Petersonら^{26,27)}も、桁橋の動的応答を有限要素法を用いて詳細に検討している。Smithは(1973)²⁸⁾、初めて有限帯板法とModal Analysis法(Runge-Kutta法)を用いて、一自由度系走行荷重モデルを受ける桁橋の動的応答解析を行っている。有限帯板法を用いた他の研究として、走行外力を受ける連続桁橋の応答解析を行った清水の研究³¹⁾や岡部らの研究³²⁾がある。また、Mulcahyら³⁷⁾も、Smithの方法を拡張して2軸走行車両モデルを受けるスラブ橋の応答解析を行っている。Guptaら^{35,38,39)}は、有限要素法とNewmark法を用いて、2軸走行荷重(Two axle sprung mass model)を受ける桁橋の動的性状に与える加速・減速効果、路面の不陸などの影響を詳細に検討している。最近では、Wuら⁴⁷⁾により、有限要素法とNewmark法を用いて走行外力モデルを受ける連続スラブの応答性状に与える加速効果、対面走行の影響が検討されている。

Jonesら(1972,1976)^{24,32,33)}は、有限要素法とModal analysis法を用いて、一自由度系走行荷重を受ける箱桁橋の3次元動的応答解析を行っている。Huttonら³⁶⁾は、有限帯板法とModal analysis法を適用して、2軸走行車両モデルを受ける単純桁橋と箱桁橋の3次元応答解析を行い、衝撃係数に与える種々の荷重パラメータや路面の不陸の影響について検討している。さらに、舗装の粘弾性特性を考慮した二層帯板要素を用いて、箱桁の動的応答解析を行った岩崎らの研究⁴¹⁾もある。

板理論に基づく扇形板及び曲線橋の動的応答解析への有限要素法の適用に関する研究が、Das(1971)⁵⁰⁾により初めて検討されている。三角形板要素とはり要素を用いて非対称断面を持つ曲線桁橋のモデル化を行い、走行外力と走行質量荷重を受ける場合の運動方程式をNewmark法を用いて解いている。Chaudhuriら^{55,57)}は、扇形板要素とNewmark法を用いて、2軸4車両モデル(Two-axled four wheeled sprung mass model)を受ける曲線I桁橋の動的応答解析を行っている。Deyら⁶⁰⁾も一自由度系走行荷重が作用する曲線スラブ橋を直交異方性板で理想化し、有限帯板法とModal analysis法を用いて応答解析を行っている。

また、曲線箱桁橋の3次元応答解析として、有限要素法を適用して研究したRabizadehらの論文^{51,54)}が挙げられる。ここでは、走行外力荷重を採用し、線形加速度法により運動方程式を解いている。さらに、Mukherjeeら^{58,59)}も有限帯板法とModal analysis法を用いて、走行外力荷重を受けるコンクリート箱桁橋の3次元動的応答解析を行っている。

走行荷重を受ける斜橋の動的解析を解析的に取り扱った研究は見あたらないようである。Eka(1971)⁶³⁾は、有限要素法を用いて、走行外力を受ける斜桁橋の動的応答解析を行っている。水沢⁶⁴⁾は、走行外力を受ける弾性支承された斜スラブの動力学的性状を、平行四辺形板要素とNewmark法を用いて解析している。非張力バネを導入して、スラブの支点での浮き上がり性状についても検討している。Srinivasanら⁶⁵⁾は、有限帯板法とModal analysis法を用いて、走行分布外力を受ける斜スラブ橋の動的応答解析を行い、さらにこの手法を適用して補剛桁を持つ斜スラブの応答解析についても検討している⁶⁶⁾。水沢ら⁶⁷⁾は、種々の走行車両モデルを受ける斜スラブの応答解析を、有限要素法とNewmark法を用いて検討している。

このように、走行荷重を受ける橋梁の動的挙動解析のために、多種多様な構造モデル・走行荷重モデルと

応答解析手法が提案されてきている。先に述べてきた研究論文では、走行荷重と橋の連成による橋全体の応答性状、桁断面の変形性状、静的応答最大値に対する動的応答値（衝撃問題）や局所的な動的応力性状（疲労問題）などが検討されている。このような研究成果を踏まえて、より合理的な橋の動的設計法について検討していく必要がある。

3. あとがき

以上、板理論を用いた種々の板及び橋の走行荷重による動的解析におけるモデル化と解析手法について検討してきたが、1970代より有限要素法や有限帯板法を適用した研究が主流をなしているように思われる。とくに、より現実的な走行荷重モデルと構造モデルを用いて、各種橋梁の応答性状について研究されてきている。また、これらの研究では、確定論手法による研究がほとんどで、不規則振動論を用いた研究がほとんど見あたらない。さらに、ここでは触れなかったが、走行荷重を受ける弾性地盤上の板の応答解析も行われているし、また格子桁理論を用いた研究も古くから行われている。

本文では、各種橋梁の力学性状（動的変形特性、衝撃係数など）について直接触れなかったが、また、別の機会に報告したいと考えている。最後に、これらの研究調査が、橋梁の動的問題の解法や設計に役立てば幸いと思っている。

参考文献

[A] 長方形板及び直線橋の動的応答解析

1. Schmidt, H.: Theorie der Biegungsschwingungen frei Aufliegender Rechteckplatten unter dem Einfluss Beweglicher Zeitlich Periodisch Veranderlicher Belastungen. Ing. Arch., vol. 2, pp. 449-471., 1931.
2. Reissner, H.: Theorie der Biegungsschwingungen frei Augliedender Rechteckplatten unter dem Einfluss Beweglicher Zeitlich Periodisch Veranderlicher Belastungen. Ing. Arch., vol. 2, pp. 668-673, 1931.
3. 成岡, 平井: 走行荷重による矩形板の振動に関する一研究. 土木学会論文集.No.32, pp. 40-42, 1956.
4. Ungar, E.E.: Response of plates to moving shocks. Aero-Space Engineering, vol. 20, pp. 16-17, pp. 78-81, pp. 83-84, 1961.
5. Oran, C. and Veletsos, A.S.: Analysis of static and dynamic response of simple-span multi-girder highway bridges. University of Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 227, 1962.
6. 平井: 移動荷重をうける相対2辺単純支持、他の2辺自由なる直交異方性板の振動性状について. 土木学会論文集, No. 92, pp. 1-8, 1963.
7. Cappelli, A.P.: Dynamic response of a rectangular plate subjected to multiple moving loads. Ph.D. Thesis of New York University, New York, 1963.
8. Feeser, L.J.: Dynamic behaviour of eccentrically stiffened orthotropic plates. Ph.D. Thesis of Carnegie Institute of Technology, 1964.
9. Cappelli, A.P., Licari, J.S. and Wilson, E.N.: Dynamic response of a rectangular plate subjected to a moving mass and pulsating load. ASCE-EMD Specialty Conference, Los Angeles, 1965.
10. Jahanshahi, A. and Monzel, F.J.: Effects of rotatory inertia and transverse shear on the response of elastic plates to moving forces. Ing. Arch., vol. 34, pp. 401-410, 1965.
11. Raske, T.F. and Schack, A.L.: Dynamic response of plates due to moving loads. J. Acoust. Soc. America, Vol. 42, pp. 625-635, 1967.

12. Walker, W.K.:Model studies of the dynamic response of a multigirder highway bridge. Univ. of Illinois, Experiment Station, Bulletin 495, 1968.
13. Jagadish, K.S.:The dynamic response of simple-span beam and slab bridges to moving loads. Ph.D. Thesis of Indian Institute of Technology, Bangalore, 1968.
14. Singhvi, G.M.:Response of rectangular stiffened plates subjected to a moving sprung mass load Ph.D. Thesis of University of Colorado, Colorado, 1968.
15. Iyenger, K.T.S.R. and Jagadish, K.S.:The dynamic response of beam and slab bridges to moving forces. Publ. of IABSE, vol. 28, pp. 69-86, 1968.
16. Stanisic, M.M., Hardin, J.C. and Lou, Y.C.:On the response of the plate to a multi-masses moving system. Acta Mechanica, vol. 5, pp. 37-53, 1968.
17. Singhvi, G.M. and Feeser, L.J.:Response of stiffened plates to moving sprung mass load. The Shock and Vibration Bulletin, Part 3, vol. 39, pp. 222-245, 1969.
18. Damle, S.K.:A finite element analysis for dynamic behaviour of stiffened plates. Ph.D. Thesis of University of Colorado, Colorado, 1969.
19. Yoshida, D.M.:Dynamic response of beams and plates due to moving loads. Ph.D. Thesis of Stanford University, California, 1970.
20. Iyenger, K.T.S.R. and Jagadish, K.S.:Dynamic response of highway bridges to moving load. Publ. of IABSE, vol. 30-II, pp. 57-76, 1970.
21. Damle, S.K. and Feeser, L.J.:Response of rectangular plates to moving loads by a finite element procedure. The Shock and Vibration Bulletin, Part 3, vol. 39, pp. 349-359, 1970.
22. Yoshida, D.M. and weaver, W.:Finite element analysis of beams and plates with moving loads. Publ. of IABSE, vol. 31-I, pp. 179-195, 1971.
23. Fryba, L.:Vibration of solids and structures under moving loads. Noordhoff International Pub. The Netherlands, 1972.
24. Jones, M.:Dynamic analysis of box girderbridges. Ph.D. Thesis of Illinois Institute of Tech., Illinois, 1972.
25. Eberhardt, A.C.:A finite element approach to the dynamic analysis of continuous highway bridges. Ph.D. Thesis of University of Illinois, Illinois, 1972.
26. Peterson, W.S. and Kostem, C.N.:Dynamic analysis of highway bridges using the finite element method. Report No.400-7, Fritz Eng., Labo., Dept. of Civil Eng., Lehigh University, 1972.
27. Peterson, W.S. and Kostem, C.N.:Dynamic analysis of beam-slab highway bridges. Highway Research Record, No. 428, 1973.
28. Smith, J.W.:Finite strip analysis of the dynamic response of beam and slab highway bridges. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, vol. 1, pp. 357-370, 1973.
29. Khouday, A. and Proulx, J.:Dynamic response of structures to moving loads(in French). Publ. of IABSE, vol. 34, pp. 103-113, 1974.
30. Langer, J.:Dynamic analysis of a bridge span loaded by moving vehicle. Archivum Inzynierii Ladowej, vol. xx, pp. 592-599, 1974.
31. 清水:Finite Strip Methodによる連続桁橋の動的応答解析に関する研究. 名大修士論文, 1975.
32. Cho, K.H. and Jonse, M.:Theory of dynamic analysis of box girder bridges. Publ. of IABSE, vol. 36-II, pp. 121-131, 1976.

33. Jonse, M. and Cho, K.H.:Dynamic analysis of a box girder bridge. Publ. of IABSE, vol.36-II, pp. 133-145, 1976.
34. 岡部、工藤、中川: 走行荷重を受ける板の有限帯板法による解析. 山口大学工学部研究報告, vol.27, pp. 89-96, 1976.
35. Gupta, R.K.:The effects of acceleration and braking of vehicles on the dynamic loading of highway bridges. Ph.D. Thesis of Univ. of New South Wales, Sydney, 1978.
36. Hutton, S.G. and Cheung, Y.K.:Dynamic response of single span highway bridges. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, vol. 7, pp. 543-553, 1979.
37. Mulcahy, N.L., Pulmano, V.A. and Traill-Nash, R.W.:Dynamic response of bridge decks to vehicle loads by the finite strip approach. Proc. of 3rd Int. Conf. in Australia on FEM, The University of New South Wales, 1979.
38. Gupta, R.K. and Traill-Nash, R.W.:Bridge dynamic loading due to road surface irregularities and braking of vehicle. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, vol. 8, pp. 83-96, 1980.
39. Gupta, R.K.:Dynamic loading of highway bridges. Proc. of ASCE, J. Eng. Mech. Div., vol.106, pp. 377-394, 1980.
40. Shirakawa, K.:Response of rectangular thick plates to moving single loads. Ing. Arch., vol. 50, pp. 165-175, 1981.
41. 岩崎、三上、大島、能町:舗装を有する箱桁の走行荷重による動的応答解析. 北見工業大学研究報告, vol. 12, pp. 83-91, 1981.
42. Hayashikawa, T. and Watanabe, N.:Dynamic response analysis of continuous plate-girder bridges under a moving load. Theoretical and Applied Mechanics, vol. 29, pp.225-236, 1981.
43. Hayashikawa, T.:Dynamic response analysis of multispans bridge structures by means of continuous mass method. Dr. Eng. Thesis of Hokkaido University, 1983.
44. Olsson, M.:Finite element, modal coordinate analysis of structures subjected to moving loads. J. Sound and Vib., vol. 99, pp. 1-12, 1985.
45. Kobori, T., Chikata, Y., Kido, T. and Asai, T.:Dynamic response of the isotropic slab bridge under traffic jam. Memoris of Faculty Eng. of Kanazawa University, vol. 18, pp. 1-9, 1985.
46. Chonan, S.:Moving load on a thick sandwich plate strip. J. Sound and Vib., vol. 115, pp. 25-36, 1987.
47. Wu, J.S., Lee, M.L. and Lai, T.S.:The dynamic analysis of a flat plate under a moving load by the finite element method. Int. J. Num. Meth. Eng., vol. 24, pp. 743-762, 1987.
48. Saigal, S., Agrawal, O.P. and Stanisic, M.M.:Influence of moving masses on rectangular plate dynamics. Ing. Arch., vol. 57, pp. 187-196, 1987.
49. Agrawal, O.P., Stanisic, M.M. and Saigal, S.:Dynamic responses of orthotropic plates under moving masses. Ing. Arch., vol. 58, pp. 9-14, 1988.

[B] 扇形板及び曲線橋の動的応答解析

50. Das, P.K.:Coupled vibration of a horizontally curved bridge subjected to simulated highway loadings. Ph.D. Thesis of University of Pennsylvania, 1971.
51. Rabizadeh, R.O.:Dynamic analysis of curved box-girder bridges. Ph.D. Thesis of University of Pennsylvania, 1974.

52. Ramakrishnan, R.: Dynamics of circular bridge decks. Ph.D. Thesis of Indian Institute of Tech., Madras, 1974.
53. Kunukasseril, V.X. and Ramakrishnan, R.: Dynamic response of circular bridge decks. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, vol. 3, pp. 217-232, 1975.
54. Rabizadeh, R.O. and Shore, S.: Dynamic analysis of curved box-girder bridges. Proc. of ASCE, J. Struct. Div., vol. 101, pp. 1899-1912, 1975.
55. Chaudhuri, S.K.: Dynamic response of horizontally curved I-girder highway bridges due to a moving vehicle. Ph.D. Thesis of University of Pennsylvania, Philadelphia, 1975.
56. Ramakrishnan, R. and Kunukasseril, V.X.: Response of circular bridge decks to moving vehicles. Earthquake eng. Struct. Dynamics, vol. 5, pp. 377-394, 1977.
57. Chaudhuri, S.K. and Shore, S.: Dynamic analysis of horizontally curved I-girder bridges. Proc. of ASCE, J. of Struct. Div., vol. 103, pp. 1589-1604, 1977.
58. Mukherjee, D.: Investigation of the behaviour of curved box girder bridges under static and dynamic loading. Ph.D. Thesis of University of Roorkee, India, 1977.
59. Mukherjee, D. and Trikha, D.N.: Behaviour of curved concrete box girders under dynamic loading. Proc. of ICE, vol. 69, Part 2, pp. 543-553, 1980.
60. Dey, S.S. and Balasubramanian, N.: Dynamic response of orthotropic curved bridge decks due to moving loads. Comput. and Struct., vol. 18, pp. 27-32, 1984.
61. Kobayashi, H., Sonoda, K. and Nishikawa, T.: Effect of shear deformation dynamic response of curved slab bridge to moving loads. Proc. of Int. Symp. on Geomechanics, Bridges and Struct., pp. 845-850, 1987.
62. Kobayashi, H., Nishikawa, T. and Sonoda, K.: Effect of shear deformation on dynamic response of curved slab bridge to moving loads. Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, vol. 28, pp. 171-185, 1987.

[C] 斜板及び斜橋の動的応答解析

63. Eka, U.J.U.: Dynamic response of skewed girder bridge to moving loads. Ph. D. thesis of McGill University, 1971.
64. Mizusawa, T.: Dynamic response of elastically supported skew slab and curved slab subjected to moving load. M.S. Thesis of Nagoya University, 1977.
65. Srinivasan, R.S. and Munaswamy, K.: Dynamic response analysis of stiffened slab bridges. Comput. and Struct., vol. 9, pp. 559-566, 1978.
66. Srinivasan, R.S. and Munaswamy, K.: Dynamic response of skew bridge decks. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, vol. 6, pp. 139-156, 1978.
67. 水沢、梶田、成岡: 走行車両による斜スラブの動力学的性状について. 土木学会論文報告集, No. 326, pp. 167-170, 1982.

[D] 走行荷重を受ける橋梁振動に関するレビュー

68. Dynamic studies of bridges on the AASHO Road Test. Highway Research Board special Report 71., 1962.
69. Ting, E.C., Genin, J. and Ginsberg, J.H.: Dynamic interaction of bridge structures and vehicles. The Shock and Vibration Digest, vol. 7, pp. 61-69, 1975.

70. Huang, T.:Vibration of bridges. The Shock and Vibration Digest, vol. 8, pp. 61-76, 1976.
71. Filho, F.V.:Finite element analysis of structures under moving loads. The Shock and Vibration Digest, vol. 8, pp. 27-35, 1976.
72. GangaRao, H.V.S. and Haslebachar, C.A.:Vibration analysis of highway bridges. The Shock and Vibration Digest, vol. 13, pp. 3-8, 1981.

–21–

式(25)追加

各スパンの桁の遊動円木運動のみを考慮し得るモデルとした。吊橋要素に対する剛性マトリックス等の詳細は文献3)に詳しいが、橋軸方向変位を導入することで修正されるべき箇所のみを表-1に示す。

(2) リンクおよびステイのモデル化

吊橋補剛トラスは図-2に示すように、タワーおよび橋台部においてリンク支持されることが多い。

これによって補剛桁の橋軸方向変位が許容されることになるが、過大な橋軸方向変位が生じないようケーブルからのステイを中央径間中央部および側径間端部に設けることもしばしば行われる。これらの構造が固有振動特性にいかなる影響を与えるかについて調べようとする場合、リンク、およびステイについての解析モデルが必要となる。

タワーリンクについては、ハンガーと同様、桁端部を棒材にて吊る機構であることから、図-3のようにならえて、初期軸力による幾何剛性をリンク剛性

として評価することとした。解析モデルとしては図-1に示すような軸力要素(長さ l 、初期軸力 N)、あるいはばね定数が N/l の換算ばねを導入することになる。なお、エンドリンクについても同様のモデル化が可能であるが、エンドリンクの場合は下から支える形式であり、初期軸力 N が圧縮、つまり負となって負の剛性となる。

一方、ステイについては図-4に示すようにケーブルと補剛桁との橋軸方向相対変位 Δu を考え、それによってステイロープに生ずる軸力の橋軸方向成分がステイ剛性をあたえたと考えた。このとき、片側のステイには圧縮が生ずるが、本研究ではこれを無視し(ステイ効果はないと考え)、引張側ステイのみ評価するものとする。具体的には、ステイの伸びびずみは

$$e \approx e = \frac{h^2(s+\Delta u)^2 - (h^2+s^2)}{2(h^2+s^2)} \approx \frac{s}{l^2} \Delta u \quad (1)$$

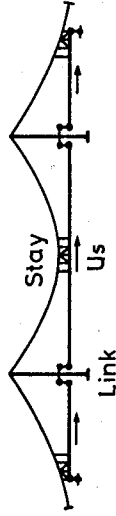


図-2 吊橋補剛桁の橋軸方向拘束条件

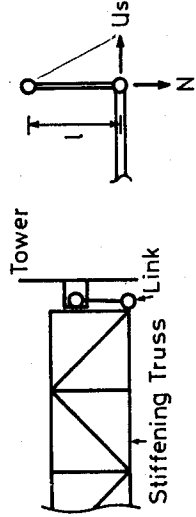


図-3 リンクの解析モデル

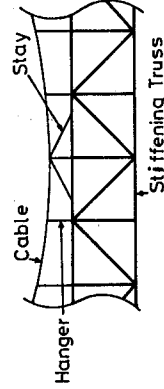


図-4 ステイの解析モデル

表-2 明石大橋設計計画案の諸元および解析条件

全要素数 48	制径間 936m	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖
全節点数 51	(制径間 936m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
桁要素長 78.0(m)×12	(制径間 936m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
桁要素長 82.0(m)×4+82.1(m)×20 (中央径間 1980m)	(制径間 936m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26

桁の剛性(1・m²/kg)

要素番号	鉛直曲げ剛性	水平曲げ剛性	ねじれ剛性
1	3.98×10 ⁸	2.56×10 ⁸	1.17×10 ⁸
2	3.98×10 ⁸	2.56×10 ⁸	1.17×10 ⁸
3	4.21×10 ⁸	2.71×10 ⁸	1.05×10 ⁸
4	4.24×10 ⁸	2.73×10 ⁸	1.03×10 ⁸
5	4.61×10 ⁸	2.97×10 ⁸	0.90×10 ⁸
6	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
7	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
8	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
9	4.78×10 ⁸	3.08×10 ⁸	0.85×10 ⁸
10	4.24×10 ⁸	2.73×10 ⁸	1.12×10 ⁸
11	4.16×10 ⁸	2.68×10 ⁸	1.22×10 ⁸
12	3.98×10 ⁸	2.56×10 ⁸	1.48×10 ⁸
13	3.98×10 ⁸	2.56×10 ⁸	1.48×10 ⁸
14	4.18×10 ⁸	2.69×10 ⁸	1.22×10 ⁸
15	4.34×10 ⁸	2.79×10 ⁸	1.09×10 ⁸
16	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
17	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
18	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
19	4.77×10 ⁸	3.07×10 ⁸	0.85×10 ⁸
20	4.44×10 ⁸	2.85×10 ⁸	0.96×10 ⁸
21	4.24×10 ⁸	2.73×10 ⁸	1.03×10 ⁸
22	4.24×10 ⁸	2.73×10 ⁸	1.03×10 ⁸
23	4.02×10 ⁸	2.59×10 ⁸	0.85×10 ⁸
24	3.98×10 ⁸	2.56×10 ⁸	0.82×10 ⁸

(以下25~48は、24~1に対応)

桁端	35.5(m)
桁の重心(桁上面より下方)	3.5(m)
桁の単位長さ当り重量	27.57(t/m)
桁の単位長さ当り慣性モーメント	553(t・m ² /m)
ケーブルの単位長さ当り重量	6.80(kN/m/片側)
ケーブル伸び剛性	1.50×10 ⁷ (t/片側)
ケーブル初期張力水平成分	5.0567×10 ⁴ (t/片側)
タワー曲げ換算ばね定数	-132(t/m)
タワーねじれ換算ばね定数	1.386×10 ⁴ (t/rad) [2200t/m/片側]

(以下27~51は、25~1に対応)

と表されることから、相対変位 Δu に対する復元力 f_s は

$$f_s = EA\varepsilon \cdot s / l = EA s^2 / l^3 \cdot \Delta u \quad (2)$$

となり、ばね定数 $EA s^2 / l^3$ の換算ばねをケーブと補剛桁との間に挿入することとした。

3. 解析対象とした吊橋諸元および解析ケース

解析対象とした吊橋は本州四国連絡橋・明石海峡大橋設計計画案¹⁾であり、その設計諸元、および解析条件を表-2に示す。要素数は中央径間24、側径間各12、計48である。明石海峡大橋におけるスデイは図-5に示すように、セントースデイ5組、エンドスデイ3組であって、解析では各スデイの剛性を節点25、26、27(セントースデイ)、および節点1、2、3(エンドスデイ)に比例配分している。つまり吊橋要素の節点にのみ何組か分のステイ剛性(換算ばね)を導入している。なおタワーについては塔頂における換算ばね定数を表-2のよ

うに与えた。

解析は、①桁の橋軸方向変位に対する拘束条件の違いが固有振動に及ぼす影響、②タワーリンクやスデイの剛性評価が固有振動に及ぼす影響、および③

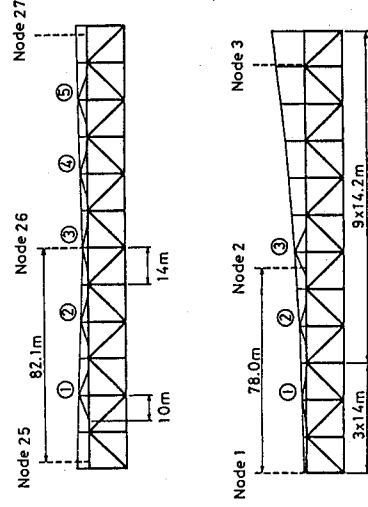


図-5 明石海峡大橋におけるスデイの計画

表-3 解析ケース

影響パラメータ		解析ケース			
橋軸方向変位の拘束度	① 自由(Free)	② リンク・ステイ考慮	③ 固定(Fixed)		
リンクの剛性(スデイ無視)	① 0	② 1倍	③ 5倍	④ 1000倍	
スデイの剛性(リンク無視)	① 0	② 1倍	③ 2倍	④ 1/2倍	
ケーブの伸び剛性	① 1倍	② 2倍	③ 5倍	④ 10倍	

ケーブの伸び剛性が固有振動に及ぼす影響の3点を把握することを目的として行った。①については、橋軸方向変位を自由とした場合、完全固定とした場合、およびリンク、ステイを2(2)で述べた方法により評価した場合の3ケースを解析し、比較考察を行う。②については、リンクの剛性を5倍、1000倍(ただし、ステイは考慮しない)とした場合、およびスデイ剛性を2倍、1/2倍とした場合(ただしリンクは、考慮しない)を解析、それぞれの剛性の影響を考察する。さらに③については、ケーブの伸び剛性を2倍、5倍、10倍としたケースを解析する。本研究における解析ケースをまとめて表-3に示した。

4. 桁の橋軸方向拘束度が固有振動に及ぼす影響

表-4は吊橋補剛桁の橋軸方向変位拘束の違いによる固有振動数の変化を示したものである。これを見ると、拘束条件の影響を受けるのは鉛直たわみ逆対称1次振動、およびねじれ逆対称1次振動であることがわかる。

鉛直たわみ逆対称1次振動は、図-6に示すように、橋軸方向の変位拘束をFreeとした場合に中央径間の桁の橋軸方向変位、つまり遊動円木振動が大きく連成するモードであるが、拘束度がLink・Stay拘束、Fixedと増すに従い、その連成度が小さくなると同時に側径間鉛直たわみ振動が大きくって固有振動数が上昇している。また、鉛直たわみ逆対称2次振動は、Link・Stay拘束の場合を図-7に示すように、逆対称1次振動とほとんど同じ鉛直たわみ振動成分を有するものの、

表-4 橋軸変位拘束条件による固有振動数の変化

振動モード	橋軸方向変位 Free	リンク・ステイ考慮	橋軸方向変位 Fixed
水平	S1 AS1	0.0396 0.0777	0.0396 0.0776
鉛直	S1 AS1* AS2 S2 S3 AS3	0.0686 0.0723 0.0849 0.1222 0.1705 0.1729	0.0666 0.0745 0.0852 0.1221 0.1705 0.1729
ねじれ	S1 AS1 S2 S3	0.1452 0.1909 0.2471 0.2928	0.1452 0.2033 0.2475 0.2929

* 遊動円木振動が大きく連成したモード。
(注) 表中の数字は固有振動数(Hz)。

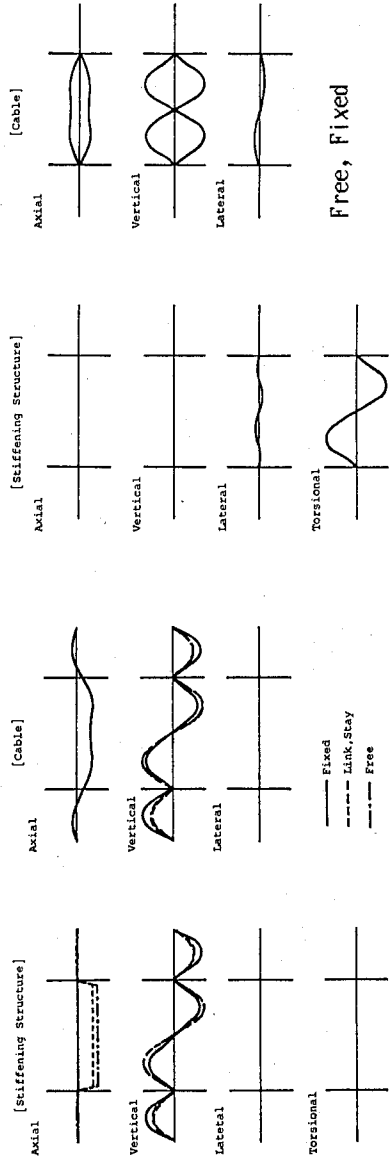


図-6 鉛直たわみ逆対称1次振動モードに及ぼす拘束条件の影響

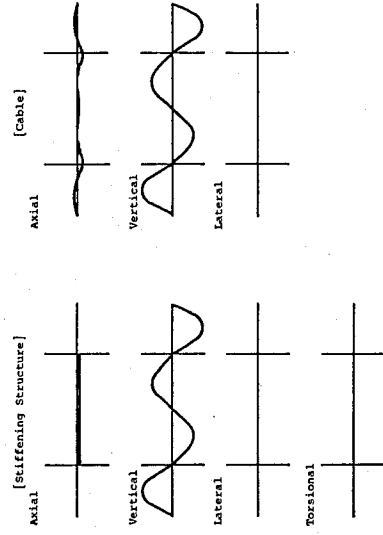


図-7 鉛直たわみ逆対称2次モード (Link Stay)

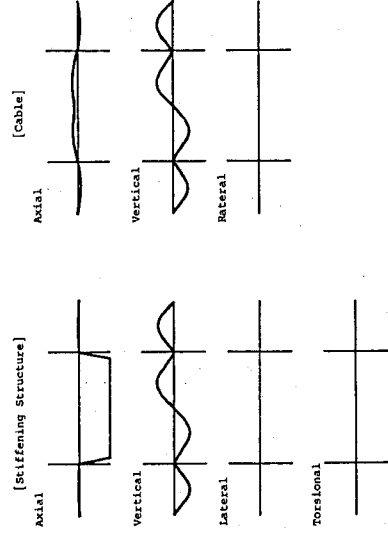


図-8 遊動円木振動モード (Free)

橋軸振動（遊動円木振動）がほとんど連成しないモードとなる。耐風設計で問題となるのはこの逆対称2次振動であろうが、この場合には表-4よりわかるように拘束条件の影響をほとんど受けない。なお、拘束条件をFreeとした場合には、図-8に示す

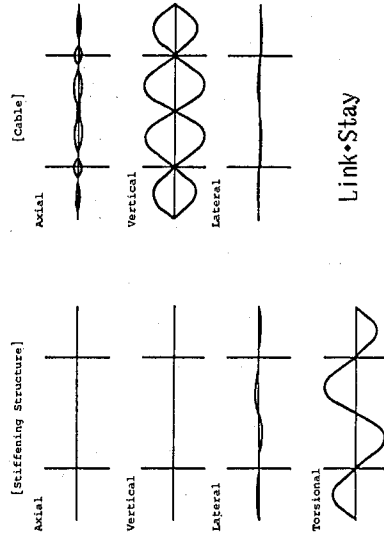


図-9 ねじれ逆対称1次振動モードの拘束条件による差異

ように、遊動円木振動成分が主で、中央径間の連成鉛直たわみ振動が上述の逆対称1、2次振動と同じようになる固有振動が存在する。

一方、ねじれ逆対称振動は図-9にそのモードを示すように、Free、あるいはFixedの場合には側径間が全く連成しないのに対し、Link Stay拘束では側径間が大きく連成している。これは、このねじれ逆対称1次振動が桁の橋軸方向変位を含まないものであることから、リンクの影響ではなくスチイ拘束による影響であると考えられる。実際、ケーブルの橋軸方向変位が中央径間中央部で存在しているFreeおよびFixedの場合に對し、スチイありでは中央部でケーブルの動きがスチイにより拘束され、したがって側径間を連成させるに至り、固有振動数が大きくなると考えられる。

5. リンク、スチイの剛性評価の影響

解析モデルのところで述べたように、リンク、ス

テイについては解析モデルを仮定しており、それが実際のリンク、ステイの機能、換算剛性を十分よく推定し得ていないことも考えられる、そこで、それぞれの換算剛性の設定により、固有振動数状がどの程度変動するのかを調べた。

表-5はタワーリンクの換算剛性を0, 1, 5, 1000倍と変えたときの各固有振動数の変動を示したものである。表中の括弧内の数字は橋軸方向Freeとしたときの固有振動数に対する比率を表す。タワーリンク剛性を5倍に設定しても固有振動数の変動は最大2%であり、吊橋の固有振動数はタワーリンクの剛性設定に敏感ではない。ただし、剛性を1000倍にして橋軸方向Fixedの条件に近づければ、前章で考察したように、鉛直たわみ逆対称1次固有振動数が30%程度大きくなる。この表を、横軸にタワーリンク剛性比を、縦軸に固有振動数をとって図示した

表-5 リンク剛性による固有振動数の変動

振動モード	タワーリンク剛性				
	0倍 (Free)	1倍	5倍	1000倍	
水平 S1 AS1	0.0396 0.0776	0.0396(1.000) 0.0776(1.000)	0.0396(1.000) 0.0776(1.000)	0.0396(1.000) 0.0776(1.000)	
鉛直 S1 AS1*	0.0666 0.0723	0.0666(1.000) 0.0726(1.004)	0.0666(1.000) 0.0738(1.020)	0.0666(1.000) 0.0961(1.329)	
AS2	0.0649	0.0649(1.000)	0.0650(1.000)	0.0870(0.997)	
S2	0.1222	0.1222(1.000)	0.1222(1.000)	0.1221(1.000)	
S3	0.1705	0.1705(1.000)	0.1705(1.000)	0.1705(1.000)	
AS3	0.1729	0.1729(1.000)	0.1730(1.000)	0.1729(1.000)	
ねじれ S1 AS1	0.1452 0.1909	0.1452(1.000) 0.1909(1.000)	0.1452(1.000) 0.1908(1.000)	0.1452(1.000) 0.1908(1.000)	
S2	0.2471	0.2471(1.000)	0.2471(1.000)	0.2471(1.000)	
S3	0.2928	0.2928(1.000)	0.2928(1.000)	0.2928(1.000)	

* 連動円木振動が大きく連成したモード。

(注) 表中の数字は固有振動数 (Hz)。

ただしカッコ内の数字は橋軸方向Freeとしたときの固有振動数に対する比率。

表-6 ステイ剛性による固有振動数の変動

振動モード	ステイ剛性			
	0倍 (Free)	1/2倍	1倍	2倍
水平 S1 AS1	0.0396 0.0776	0.0396(1.000) 0.0777(1.000)	0.0396(1.000) 0.0777(1.000)	0.0396(1.000) 0.0777(1.000)
鉛直 S1 AS1*	0.0666 0.0723	0.0666(1.000) 0.0742(1.026)	0.0666(1.000) 0.0744(1.028)	0.0667(1.000) 0.0744(1.029)
AS2	0.0649	0.0651(1.003)	0.0652(1.003)	0.0653(1.004)
S2	0.1222	0.1221(1.000)	0.1221(1.000)	0.1222(1.000)
S3	0.1705	0.1706(1.001)	0.1706(1.001)	0.1705(1.001)
AS3	0.1729	0.1729(1.000)	0.1729(1.000)	0.1729(1.000)
ねじれ S1 AS1	0.1452 0.1909	0.1452(1.000) 0.2019(1.058)	0.1452(1.000) 0.2033(1.065)	0.1452(1.000) 0.2041(1.069)
S2	0.2471	0.2471(1.001)	0.2475(1.002)	0.2478(1.003)
S3	0.2928	0.2928(1.000)	0.2929(1.000)	0.2929(1.000)

* 連動円木振動が大きく連成したモード。

(注) 表中の数字は固有振動数 (Hz)。

ただしカッコ内の数字は橋軸方向Freeとしたときの固有振動数に対する比率。

のが図-10である。これより、タワーリンク剛性を1/10から10倍に設定したとしても、固有振動数には有意な差が生じないことがわかる。

表-6、図-11はステイ剛性につき、各固有振動数の変動を同様の形式にて示したものである。やはり前章で考察したように、ステイを無視したFreeの場合に、ねじれ逆対称1次固有振動数が6%程度小さくなるものの、ステイ剛性を考慮に入れるならば、その剛性を倍半程度に設定したとしても固有振動数はほとんど変動しないことがわかる。

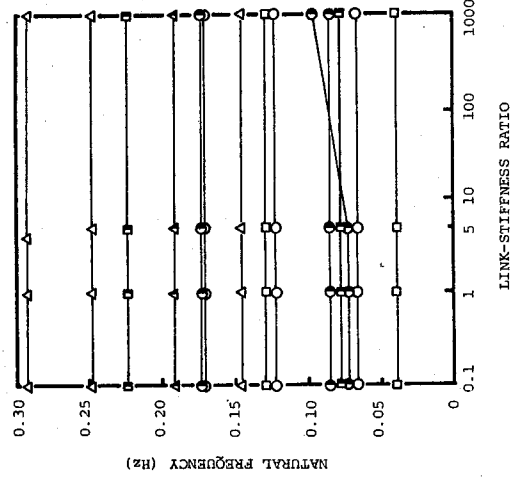


図-10 リンク剛性に対する固有振動数の変化
○鉛直, △ねじれ, □水平, ○等は対称, ●等は逆対称モードを表す。



図-11 ステイ剛性に対する固有振動数の変化
○鉛直, △ねじれ, □水平, ○等は対称, ●等は逆対称モードを表す。

6. ケーブル伸び剛性の及ぼす固有振動への影響

吊橋の耐風安定性照査を3次元全橋模型を用いた風洞試験により行う場合、重力が重要なパラメータとなる吊橋ではFroude相似が模型化の要件となる²⁾。このFroude相似を満足する模型の製作が全橋模型試験の成功の鍵を握ることになるが、種々の制約から相似則を完全に満足する模型の製作は大変に難しい。ケーブルの伸び剛性については、所要のワイヤーストランドを新たに製作することは可能であるものの、所要値の伸び剛性の模型を用いると、模型取扱時および振動実験時に実橋（原型）では考え得ないような過大な荷重が作用することもあり、模型の破壊につながる不安も多い。したがって、破断強度の大きな、つまりは伸び剛性の大きいケーブルを用いることも従来行われているが、それが吊橋の固有振動特性にどの程度影響するのかを把握しておく必要がある。本章では、明石海峡大橋の試算設計案に対して、ケーブルの伸び剛性の影響を数値解析により検討する。

表-7はケーブルの伸び剛性を2、5、10倍と変化させたときの各次固有振動数の変化を示したものであり、解析結果である。水平（横たわみ）振動モードではケーブル伸び剛性の影響は全くないのに対し、鉛直たわみ振動およびねじれ振動の対称モードにおいて伸び剛性の影響が大きしい。特にねじれ対称振動では、ケーブル剛性を2倍としても8%程度の振動数上昇が認められる。

この理由は図-12に示すねじれ対称1次振動モードの変化の様子から推定できる。つまり、剛性が大

表-7 ケーブル伸び剛性の固有振動数経野影響

振動モード	ケーブル伸び剛性				
	1倍	2倍	5倍	10倍	
水平					
S1	0.0386	0.0396(1.000)	0.0396(1.000)	0.0396(1.000)	
AS1	0.0777	0.0777(1.000)	0.0777(1.000)	0.0777(1.000)	
鉛直					
S1	0.0666	0.0681(1.022)	0.0699(1.034)	0.0692(1.038)	
AS1*	0.0745	0.0749(1.005)	0.0749(1.005)	0.0749(1.005)	
AS2	0.0852	0.0852(1.000)	0.0852(1.000)	0.0852(1.000)	
S2	0.1221	0.1232(1.009)	0.1236(1.012)	0.1237(1.013)	
S3	0.1706				
AS3	0.1729	0.1729(1.000)	0.1730(1.000)	0.1730(1.000)	
ねじれ					
S1	0.1452	0.1573(1.083)	0.1659(1.143)	0.1688(1.163)	
AS1	0.2033	0.2041(1.004)	0.2045(1.006)	0.2047(1.006)	
S2	0.2475	0.2703(1.092)	0.2786(1.126)	0.2799(1.131)	
S3	0.2929	0.3185(1.087)			

* 遊動円木振動が大きく連成したモード。

(注) 表中の数字は固有振動数（Hz）。
ただしカッコ内の数字は実橋固有振動数に対する比率。

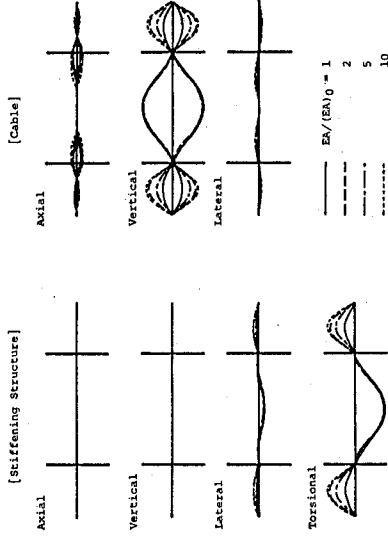


図-12 ねじれ対称1次振動モードの変化

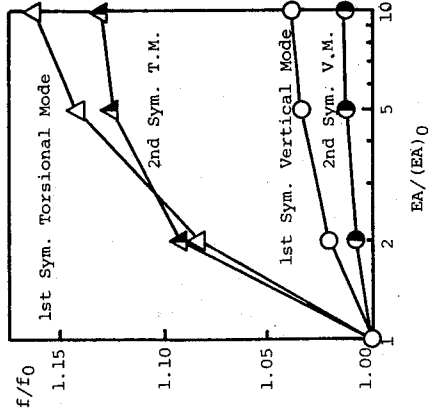


図-13 ケーブル伸び剛性に対する振動数の変化

きくなるとケーブルが伸び難くなるため、タワーを変形させ、側径間の桁の連成性を増大させることから、側径間の桁剛性が振動に関与し、固有振動数が上昇するものと考えられる。なお、鉛直たわみ対称振動においても、側径間の桁の連成性の増大という同様の傾向が認められている。

図-13はケーブルの伸び剛性に対する固有振動数比の変化を図示したものである。この図からも明らかなように、全体模型風洞試験において着目すべき重要な現象の一つにねじれフラッターがあることを考えれば、つまりねじれ対称1次モードを精度よく再現する必要があることを考えれば、模型化に当たってはケーブル剛性を出来るだけ忠実に再現することが望ましいと結論されよう。

7. まとめ

明石海峡大橋設計画案を例に、吊橋の固有振動性状に及ぼす橋軸方向拘束条件（境界条件）の影響、およびケーブルの伸び剛性の影響について、吊橋要素を用いた有限要素解析により考察を加えた。得られた主な結果を要約すると以下のようである。

（1）橋軸方向変位の拘束条件の影響を受けるのは、鉛直たわみ振動、ねじれ振動の逆対称モードのみである。

（2）ねじれ逆対称1次振動において、桁の橋軸方向変位を自由としたときと固定したときで固有振動数、モードはともに全く変わらないが、リンク、スプレイを考慮することで、側径間の連成振動が生じ、固有振動数も有意に上昇する。これは、このモードがケーブルの橋軸方向変位の大きく連成する振動であることから、スプレイが影響したためと考えられる。

（3）鉛直たわみ振動の逆対称モードには中央径間補剛桁の振動モードがほぼ等しいものが2つある。固有振動数が小さい順に、桁の橋軸方向剛体変位（遊動円木振動）が比較的大きく連成するモード、ほとんど連成しないモードであり橋軸方向拘束条件の影響は、当然のことながら、前者で大きい。なお、拘束条件をFreeとしたときには遊動円木振動が

主となる固有振動が別に存在し、桁の中央径間鉛直たわみ逆対称モードが連成する。

（4）リンクおよびスプレイの評価は、極端な違いがなければ固有振動性状にほとんど影響しない。

（5）ケーブルの伸び剛性は、ねじれ対称1次モードに大きく影響し、剛性が大きくなると、側径間の連成性が増大し、固有振動数が大きくなる。

なお、本研究を行うに当たって、海洋架橋調査会・耐風委員会（本州四国連絡橋公団委託）の委員の方々からご助言を頂いた。また、本研究での数値パラメーター解析は埼玉大学工学部技官・石川幸一氏にお手伝い頂いている。ここに記し、深謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会昭和62年度報告書, 1988年3月.
- 2) 岡内功・伊藤学・宮田利雄: 耐風構造, 丸善, 1977.
- 3) Yamaguchi, H. and K. Arakawa: Nonlinear-coupled free oscillation analysis of suspension bridge, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp.383s-393s, Oct.1986.

⑥ 吊橋のねじれ振動における重力剛性の影響と立体解析骨組モデル

埼玉大学工学部建設基礎工学科 山口 宏 樹

1. まえがき

吊橋が長大化するに伴い、その耐風性の確保がより重要となるが、吊橋の動的耐風安定性を照査する上で最も基本となる固有振動解析についても、いかなる解析モデルを採用すべきか等を検討しておく必要が生じている¹⁾。特に、吊橋においては耐フラッター性が第一に考えられるべきものであることから、ねじれ固有振動数をいかに精度よく推定するかが一つのポイントとなる。本論文は、既往のねじれ振動理論、および解析において無視されていた桁自重による復元モーメント、つまり重力剛性が、スパン増大に伴い影響を及ぼす可能性のあることを示し、解析モデルのあり方について言及するものである。まず、ねじれ振動における重力剛性について吊橋の古典的ねじれ振動理論から理論的に考察を加え、後に立体骨組モデルにおける初期軸力の導入がこの重力剛性を考慮することに他ならないことを示す。

本論文という重力剛性とは、後に詳述するように、吊橋の補剛桁が重心位置で吊られていることによりもたらされる、桁ねじれ変位に対する桁自重の復元力を意味する。従来の吊橋ねじれ振動解析法には、いわゆる撓度理論に基づく古典的ねじれ振動解析²⁾ およびその応用理論^{4) 5) 6)}、吊橋要素を用いる有限要素解析^{7) 8)}、汎用骨組解析プログラムに基礎を置く立体骨組解析⁹⁾ など、種々存在するが、いずれも重力剛性については考慮されていない。本論文の目的は、この重力剛性の存在の明確化と重力剛性の及ぼすねじれ固有振動数への影響把握を理論的に行うと同時に、吊橋の耐風設計時固有振動解析において適用されることの多い立体解析モデルについて、そのあり方を示すことにある。

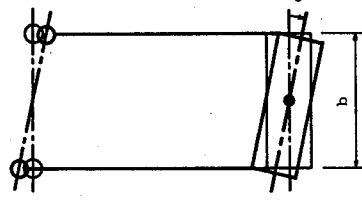
2. 桁のねじれ変位に伴う重力剛性と運動方程式

吊橋の撓度理論に基づく古典的ねじれ振動理論²⁾

³⁾では、図-1(a)に示すようなねじれ変形状態を考え、その位置でのつり合い条件から支配方程式を誘導している。このとき、桁高は無視され、回転中心レベールと桁・ハンガー取付レベールとを同一として

扱う。したがってハンガー張力における桁自重分 ($m_g g$) が回転中心まわりにつくる復元モーメントは0となり(図-1(b)参照)、重力剛性はこの場合存在しない。しかし、ハンガー取付レベールと回転中心レベールとが一般には異なることを忠実に考慮すれば、桁が重心位置で吊られていないことによって、桁のねじれ変位に対し、重力剛性が復元力に関与してくる。このことを以下に示そう。

図-2(a)に示すように、ハンガー取付点と重心との鉛直距離が d である補剛桁の、重心 O まわりの微小ねじれ変位 ϕ を考える。このとき、ハンガー取付点 A 、 B は水平変位 u_A 、 u_B を生じ、桁の断面変形を無視すれば、

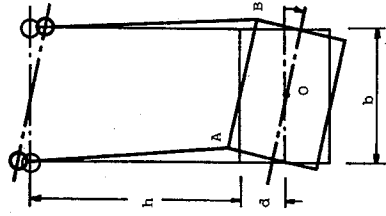


(a)

$$S_1 = \frac{m_g g}{2} - \Delta S \quad S_2 = \frac{m_g g}{2} + \Delta S$$

(b)

図-1 吊橋のねじれ古典理論



(a)

$$S_1 = \frac{m_g g}{2} - \Delta S \quad S_2 = \frac{m_g g}{2} + \Delta S$$

(b)

図-2 吊橋の桁高を考慮したねじれ変形

$$u_a = u_b = d \cdot \sin \phi \approx d \phi \quad (1)$$

となる。一方、ハンガーの傾斜角は、 $u_a/h = d \phi/h$ ≈ 0 と無視できる (ハンガー長 h がハンガー取付点と重心との鉛直距離 d に比べて十分に大きく、 d/h が微小と見なせ、ハンガー傾斜角は 2 次の微小項となるため) ことから、ハンガー張力 s_1 、 s_2 は図-2 (b) に示すように鉛直上向きに桁に作用することになる。したがって、ハンガー張力が作る桁重心まわりのモーメント、つまり桁のねじれ変位に対する復元モーメント M は、

$$M = \left(\frac{m_s g}{2} - \Delta s \right) \left(\frac{b}{2} - d \phi \right) - \left(\frac{m_s g}{2} + \Delta s \right) \left(\frac{b}{2} + d \phi \right) \quad (2)$$

$= -m_s g d \phi - \Delta s \cdot b$
すなわち、桁の自重 $m_s g$ も復元力として作用することがわかる。重心とハンガー取付点との鉛直距離 d が 0 である場合、式(2)は $M = -\Delta s \cdot b$ となつて既往の吊橋理論と一致する。なお、 Δs はねじれ変位に伴うハンガー張力増分であつて、 ϕ で表される²⁾。

補剛桁がねじれ振動するとき、桁にはは式(2)で表される、ハンガー張力がもたらす復元モーメントが作用するわけで、吊橋のねじれ自由振動に対する運動方程式の誘導には桁のねじれ振動方程式に式(2)の復元力を加味すればよい。補剛桁断面の重心とせん断中心とが一致しない一般的な場合を考え、その間隔 (鉛直距離) を y_m とすれば、吊橋のねじれ振動に対するより厳密な運動方程式が容易に、以下のようになされる。

$$I \theta \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + E C_v \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} - \left(G J + \frac{H \cdot b^2}{2} \right) \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{m_s g d \phi + \frac{E_c A_c}{L_e} \frac{b^2}{2} \int_{-1/4}^{1/4} \phi dx}{+ E I_{aym} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = 0} \quad (3.a)$$

$$m_s \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + E I_{ay} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + E I_{aym} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} = 0 \quad (3.b)$$

ここで、 w は水平横たわみ、 $I \theta$, $E C_v$, $G J$, $E I_{ay}$ はそれぞれ、補剛桁の極慣性モーメント、曲げねじれ剛性、ねじれ剛性、横曲げ剛性であり、 f_j は j スパンのケーブルサゲ比、 $E_c A_c$ はケーブル伸び剛性である。吊橋のねじれ振動方程式(3.a)で下線部 $m_s g d \phi$ が重なり剛性項であり、この部分以外は既往の運動方程式と全く同じである。

3. 固有振動数に及ぼす重力剛性の影響

本研究で新たに考慮した重力剛性が吊橋のねじれ固有振動にどの程度の影響を及ぼすかを調べよう。簡単のため、補剛桁の重心とせん断中心とが一致すると仮定し、桁のねじれ変位のみを自由度とする運動方程式を考える。吊橋のねじれ固有振動は本来、単純な桁のねじれ振動ではなく、他の変位成分が連成する複雑なものであつて⁸⁾、吊橋の耐風安定性を考える場合にその連成振動がもたらす影響は大きい^{9)・10)}ことを考えると、重心とせん断中心とが一致するという仮定の導入は好ましいものではない。つまり、厳密には後に論ずる吊橋の立体骨組解析モデルを用いた解析によって重力剛性の影響を調べるべきものである。しかし、複雑な数値解析に基づき基本的考察を加えることは、必ずしも見通しのよいものではないことから、本研究では問題を簡略化して重力剛性の及ぼすねじれ固有振動数への影響を論ずることにする。

構造力学公式集¹¹⁾に示されている吊橋のねじれ振動解析法と同様、運動方程式の解を

$$\phi(x, t) = \Phi(x) \cdot \sin(\omega t + \theta) \quad (4)$$

とおき、振動形 $\Phi(x)$ を正弦波の重ね合わせで表す。式(4)を運動方程式に代入し、Galerkin 法等を用いれば、以下のような振動数方程式が求められる。

$$I A - x E I = 0 \quad (E: \text{単位マトリクス}) \quad (5)$$

ここで、係数マトリクス A は既往の理論、つまり重力剛性を考慮しない場合と全く同じもの¹¹⁾であるが、 x は既往理論で $\omega^2 I_0$ であるのに対し、重力剛性を考慮した場合、 $\omega^2 I_0 - m_s g d$ となる。したがって、マトリクス A の固有値を λ とすれば、固有振動数は既往理論で $\omega^* = \sqrt{\lambda / I_0}$ 、本理論で $\omega = \sqrt{(\lambda + m_s g d) / I_0}$ となり、重力剛性を考慮することだねじれ固有振動数が大きくなる。その割合は次式で評価される。

$$\Delta f = \frac{\omega}{\omega^*} = \sqrt{1 + \frac{m_s g d}{\omega^2 I_0}} \quad (6)$$

表-1 は本州四国連絡橋の主な吊橋につき、式(6)により重力剛性のねじれ対称 1 次固有振動数に及ぼす影響を概算したものである。表中のデータは文献 12) によつたが、ねじれ対称 1 次固有振動数 f_{q1} は重力剛性が考慮されていない解析の結果と見なした。また、 d は簡単のため、すべて桁高の $1/4$ 程度に仮

表-1 本四連絡橋吊橋等における特性、および重力剛性の影響の比較

No.	Bridge	Span m	$f_{\phi 1}$ 1/sec	I_{ϕ} tm^2/m	m_S t/m	d (H) m (m)	$\sqrt{1 + \frac{m_S g d}{\omega^2 I_{\phi}}}$	
							Δf	%
1	Messina Br.	3300	0.077					
2	Akashi Br.	960+1990+960	0.135	9790.	27.57	4 (14)	1.074	+7.4
3	Minami-Bisan Br.	274+1100+274	0.324	8007.	32.55	4 (13)	1.019	+1.9
4	Kita-Bisan Br.	274+ 990+274	0.355	9398.	32.34	4 (13)	1.013	+1.3
5	Shimotsui Br.	940	0.372	6929.	32.41	4 (13)	1.017	+1.7
6	Ohnaruto Br.	330+ 876+330	0.308	6390.	29.66	4 (12.5)	1.024	+2.4
7	Innoshima Br.	250+ 770+250	0.374	2249.	15.69	2.5 (9)	1.015	+1.5
8	Ohshima Br.	560	0.541		7.18			

定している。表-1の最右欄に示した固有振動数増加率 Δf を比較すると、スパンの比較的に既存の吊橋では増加率が2%程度であるのに対し、スパンの極めて長い明石海峡大橋では重力剛性の影響が顕著となり、増加率が7.4%にもなることがわかる。これは表-1からわかるように、スパンの増大により、式(6)の分母の固有振動数 ω^* がかなり減少するため、 Δf の値が増大したと考えられる。図-3はねじれ対称1次固有振動数とセンタースパン長との関係を表-1のデータを用いて図示したものであるが、吊橋のねじれ固有振動数はスパン長にほぼ逆比例することがわかる。図にはメッシュナ橋の値も参考として示しており、図中の番号は表-1での番号に対応する。また、図-4は重力剛性の影響による振動数増加率とねじれ固有振動数との関係を図示したもので、固有振動数の減少に伴い、重力剛性の影響が急激に大きくなることが見て取れる。いずれの図においても、既存の吊橋に比べて明石海峡大橋のプロット点は掛けはなれており、既存の吊橋程度のス

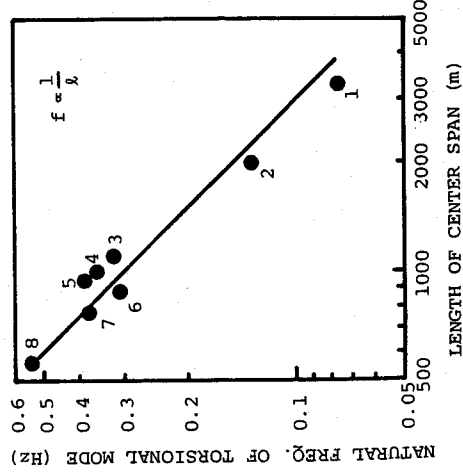


図-3 中央支間長とねじれ1次固有振動数

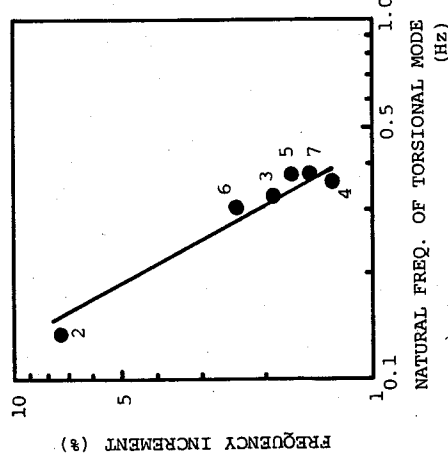


図-4 重力剛性による固有振動数の増分

パンでは重力剛性の影響はほとんどないが、明石海峡大橋クラスの超長大吊橋では一般化ねじれ剛性が小さくなって重力剛性が効いてくるといえる。

4. 重力剛性を考慮した立体骨組解析モデル

吊橋の耐風安定性照査のためには桁とケーブルの連成を含めた詳細な解析が必要となるため、固有振動解析には図-5(a)に示す立体骨組モデルが用いられることが多い。吊橋を立体骨組にモデル化するには、質量分布および剛性分布が等価になるようにモデル化することが基本であるが、吊橋の場合、重力に起因する種々の幾何剛性が重要となることから、各部材の相対位置についても等価となるよう配慮しなければならない。したがって、補剛桁のせん断中心に配置したはり要素と、軸力要素でモデル化されたハンガーとを連結するための剛曲げ要素③④(図-5(a)参照)、および重心位置に配置した質点をはり要素と連結するため剛曲げ要素②を導入す

表-2 立体骨組モデル置換の基本方針

以下の3点について等価となるようにモデル化する。

- ① 質量分布 [M]
- ② 剛性分布 [K]
- ③ 部材の相対位置

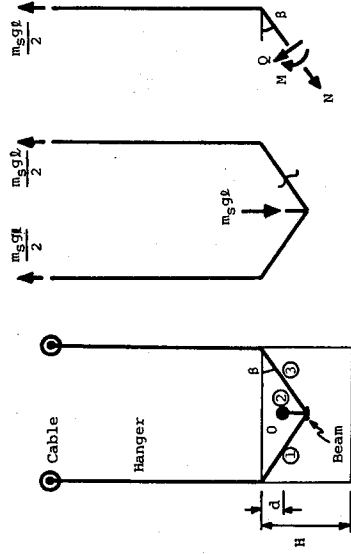
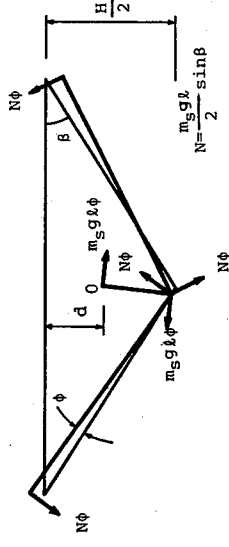


図-5 吊橋の3次元立体骨組解析モデル

①質量分布	・集中質量と適合質量の2種があり得るが、節点数 (自由度) からして集中質量で十分。 ・ケーブル、ハンガーについては選択の余地はない。 ●桁については重心、および弾性モーメントを合わせよう注意すればよく、いろいろ考えられる。
②剛性分布	・ケーブル、ハンガーについては軸力要素 (EA、初期張力) を用いられはよく、問題はない。 ●桁についてははり要素 (EI、EI_x, EI_y, GJ) を用いることになるが、問題は換算剛性をいかに与えるかである。 ・剛性中心 (せん断中心) にはり要素を置く。
③部材の相対位置確保	○仮定：断面変形は考えない。 ・剛性要素 (剛性∞、初期軸力) にて、剛性中心とハンガー取付点との相対位置関係を確保する。 ●初期状態にて、死荷重による初期軸力が自己つり合い条件を満足する必要あり。

図-6 骨組モデル初期軸力のもたらす復元力



必要がある。このような吊橋の立体骨組モデルに対して本研究でその存在を指摘した重力剛性を取り込むためには、相対位置を確保するための連結要素①②③に死荷重による初期軸力を導入すればよいことは、以下のように容易に示される。

図-5(b)に示すように、初期状態 (ねじれ変位前) において桁断面に作用する荷重は、ケーブル張力の鉛直成分、各 $m_s g l / 2$ (l は補剛桁要素長)、および重心位置 O に作用する補剛桁死荷重 $m_s g l$ であり、連結部材としての剛曲げ要素を導入すべき初期軸力は、図-5(c) のように連結要素を切断、断面力を考えてつり合い条件より算出すればよい。その結果、容易に次式が得られる。

$$N_1 = N_3 = 1/2 \cdot m_s g l \cdot \sin \beta \quad (7.a)$$

$$N_2 = -m_s g l \quad (7.b)$$

ここで注意すべきは、連結要素は曲げ部材であってつり合いにはせん断力、曲げモーメントが関係するこ

とであらう。ただし、幾何剛性をもたらすのは初期軸力のみである。このようにして連結要素に導入された初期軸力が、補剛桁が微小変位 ϕ だけねじれたときにもたらず復元モーメントを考えると、図-6を参照して、例えば重心 O 点まわりのモーメントを計算すれば、

$$\begin{aligned} M &= (m_s g l \phi - 2N \phi \sin \beta) \times (H/2 - d) \\ &= -m_s g l d \phi \quad (8) \end{aligned}$$

となり、2. において示した重力による復元モーメント (式(2)に対応) と一致する。

以上、立体骨組モデルにおいて初期軸力を導入することは重力剛性を考慮することに他ならないことが示された。表-2に立体骨組モデルを解析モデルとする場合の基本方針をまとめて示す。

立体骨組モデルを用いた詳細解析において、重力剛性がどの程度、ねじれ固有振動数に影響するかは、

3. における古典的非連成簡易理論を基としたものは多少異なると考えられる。つまり、立体骨組解析ではねじれ変位以外の変位成分との連成を考慮することから、非連成簡易理論で考慮されるねじれ剛性以外の剛性が付加され、したがって重力剛性の影響が相対的に小さくなるといえる。実際、明石海峡大橋旧設計案の立体解析では、重力剛性を考慮した場合に3%の振動数増加が認められており、古典理論での旧設計案に対する振動数増加5%より小さい。

吊橋の既往の立体解析では重力剛性をもち、初期軸力の連結要素への導入はなされていないものがほとんどであるが、最近、軸力導入が必要かが論点となりつつあった。明石海峡大橋クラスの超長大吊橋では軸力導入により、わずかではあるが有意な大きなねじれ固有振動数上昇が認められること、および解析モデルとしては初期状態のつり合いを満足するほうが整合性があることから、立体骨組モデルにおける軸力導入は必要であると結論されよう。ただし、既存の吊橋程度のスパンではその影響は無視し得るものであると考えられる。

5. 結論

吊橋の補剛桁は、一般に重心位置で吊られているため、桁のねじれ変位に対して自重が復元力をもたらす、いわゆる重力剛性を有する。しかし、吊橋の従来のねじれ振動解析においては、撓度理論に基づく古典的解析にせよ、立体骨組モデルを用いた立体解析にせよ、その重力剛性がいわば無意識のうちに無視されていた。本論文では、この重力剛性を考慮した古典的ねじれ振動理論の定式化を行い、それを通じて桁ねじれ変位に対する重力剛性の意味を明確にすると同時に、ねじれ固有振動数に及ぼす重力剛性の影響を理論的に把握した。さらに、耐風設計の際に用いられることの多い立体解析骨組モデルにおいて、重力剛性を考慮するためのモデル化手法を論じ、立体解析での固有振動数に及ぼす重力剛性の影響についても言及した。本研究を通じて得られた結論を要約すると以下のようである。

- (1) 吊橋補剛桁のねじれ変位に対し、桁自重が復元モーメントをもたらす、重力剛性が存在する。
- (2) 重力剛性のねじれ固有振動数に及ぼす影響

は、既存の吊橋程度のスパンを有する吊橋では非常に小さいものの、スパンの増大とともに大きくなり、明石海峡大橋クラスの超長大吊橋では有意な大きさとなる。

(3) 吊橋の立体骨組モデルにおいて、補剛桁をモデル化したはり要素とハンガー要素とを連結するための剛棒要素に初期軸力を導入することは、重力剛性を考慮することに他ならず、超長大吊橋のねじれ振動立体解析モデルには初期軸力の導入が必要である。

謝 辞

本研究の一部に関しては、本州四国連絡橋公団より海洋架橋調査会に委託された耐風委員会の委員の方々から貴重なご意見を頂いた。末尾ながらここに記し、深謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会昭和62年度報告書, 1988年3月。
- 2) 平井 敦: 鋼橋Ⅲ, pp.435-439, 技報堂, 1967。
- 3) 川田忠樹: 現代の吊橋, pp.33-34, 理工図書, 1987。
- 4) Hayashi, Y. and M. Murata: Torsional oscillation analysis of suspension bridges by a displacement method, Proc. JSCE, No.258, pp.133-144, Feb. 1977。
- 5) 高橋和雄・室井智文・平野巖: 連成を考慮した吊橋の基礎方程式および風荷重を受けた場合への応用, 土木学会論文報告集, 第277号, pp.25-40, 1978年9月。
- 6) Abdel-Ghaffar, A. M. and L. I. Rubin: Torsional earthquake response of suspension bridges, J. Eng. Mechanics, ASCE, Vol.110, No.10, pp.1467-1484, Oct. 1984。
- 7) Abdel-Ghaffar, A.M.: Free torsional vibrations of suspension bridges, Proc. ASCE, Vol.105, No.ST4, pp.767-788, April 1979。
- 8) Yamaguchi, H. and K. Arakawa: Nonlinear-coupled free oscillation analysis of suspension bridge, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp.383s-393s, Oct.1986。

- 9) 例えは, Miyata, T. and H. Yamada : Coupled flutter estimate of a suspension bridge, J. Wind Eng., No.37 (Proc. ICBAA), pp.485-492, Oct. 1988.
- 10) 山口宏樹・松本一彦: 吊橋の耐風安定性に及ぼすケーブリング振動の影響, 構造工学論文集, Vol. 34A, 1988年3月.

- 11) 土木学会: 構造力学公式集 (第2版), pp.309-311, 技報堂, 1986.
- 12) 瀬戸大橋開通記念特集-本四連絡橋第3回特集号, 完成した橋のプロファイル, 橋梁と基礎, 第22巻, 第8号, pp.15-69, 1988年8月.

⑦ 折れ角を有する立体方杖ラーメン橋の自由振動解析と応答

中央コンサルタンツ(株) 松井義孝
北海道大学 工学部 工博 林川俊郎
専修大学道短大 工博 金子孝吉

1. まえがき

渓谷に架かる橋梁として一般的に知られているものとして方杖ラーメン橋がある。それは現場での施工性の容易さ及び経済性等に優れ性があるからである。本研究例では道路線形に平面曲線を有する為、主桁部材を脚隅角部附近で折れ角をなしている。当然平面モデル解析では実際の振動挙動と異なることから、ここに立体方杖ラーメン橋の特殊性、特に自由振動について次の様な点から着目し応答値へと導いていく。

- (1) 左右の床版張出長が異なり非対称立体構造物となるためモードの特殊性をみる。
- (2) 折れ角を有している事から横倒れ座屈及び局部変形への起因性防止の為、全体モデルとして横構部材剛性の必要性を自由振動に着目し検討する。
- (3) 応答値は CQC法を用いその結果を述べる。

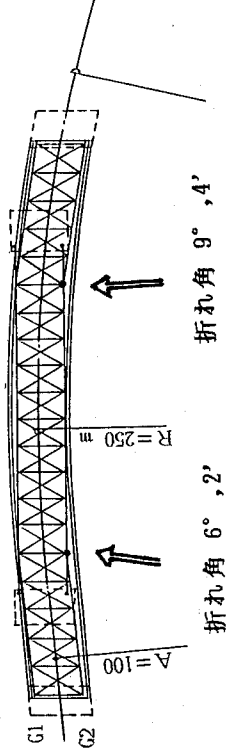
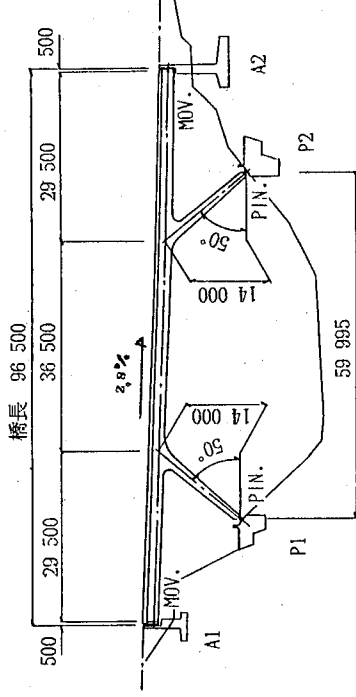
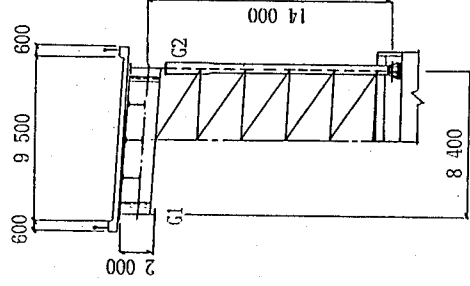


図-1 一般図

2. 解析モデルと解析方法

(1) 解析方法

解析モデルは図-1に示すように非対称立体骨組構造である事から3次元解析を行なう。座標系は任意点を原点とした一般座標系(X,Y,Z)及び要素座標系(x,y,z)と定義し、力、変位ベクトルはすべて右手座標系とし u_1 (x成分), u_2 (y成分), u_3 (z成分), u_4 (θ x成分), u_5 (θ y成分), u_6 (θ z成分)の6成分として表す。ここに境界条件としてA1(point1,

22)A2(point21,42)は可動支承P1(point48,60)P2(point54,66)はピン支承を橋軸方向に行なっている。質量は、非対称性の影響を忠実に且つ高精度に反映させようという意図から整合質量法(Consistent Mass Method)を採用し主桁及び脚部(point1~66)に分布荷重としてX,Y,Z方向成分として与えた。整合質量法の採用は筆者らがその精度の高さを一連の研究の中で提案してきた。

固有値問題は m 個のベクトルを同時反復することなく部分空間を用いて反復するサブスペース法を用いながら m 次元変換された固有値、固有ベクトルをJacobiの方法によって求めている。

(2) モデル化

自由振動解析を行なう上でモデル化が動的応答の結果に起因する一つでもある。その中で最適な質量モデル及びバランスの良い部材剛性がそれらに有効な要点として一役を担っていると思われる。本構造系の場合、折れ角の影響によって特異な変位応答なり、カップリングが発生しうる傾向にあり、ここでは横構トラス剛性が重要な役割を示すものである。ここに図-2, 図-3の様なモデル化を行ない次の2ケースによって本構造系における自由振動について述べていく。

- case-1 横構部材剛性を考慮する場合
- case-2 横構部材剛性を無視する場合

(3) 断面諸量

図-1に示す様に鋼方杖ラーメン橋であり部材に一樣なヤング係数 $E=2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$, セン断弾性係数 $G=8.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ である。部材諸元は表-1に示すとおりである。

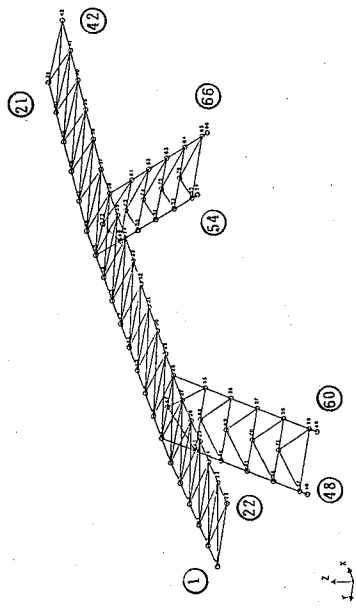


図-2 横構剛性を考慮する場合の立体モデル

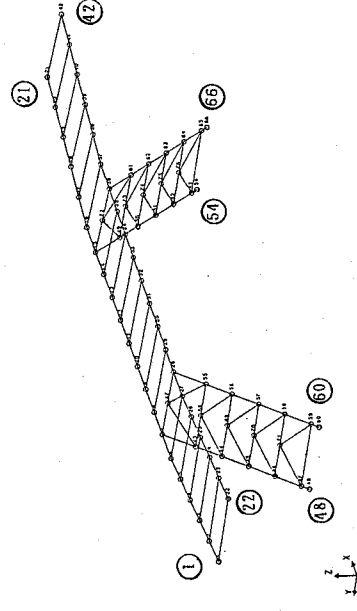
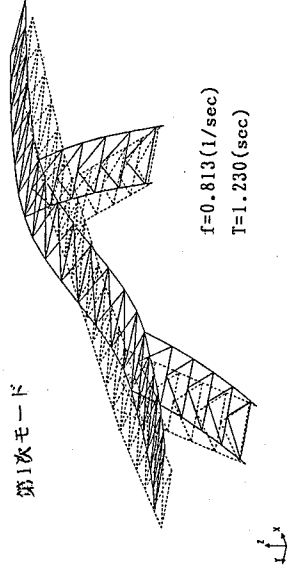


図-3 横構剛性を無視する場合の立体モデル

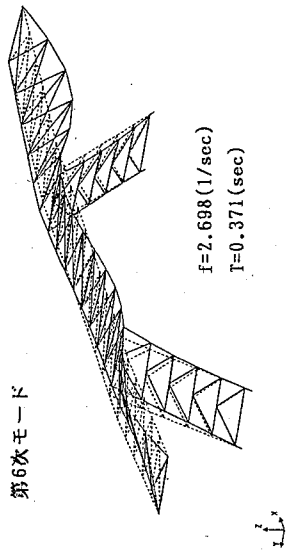
表-1 断面諸元

	$A(\text{m}^2)$	$I_x(\text{m}^4)$	$I_y(\text{m}^4)$	$I_z(\text{m}^4)$
主 桁	0.0325 $\sim$	0.000001	0.0193 $\sim$	0.000147 $\sim$
	0.0704			
床 桁	0.0206	0.0000006	0.00755	0.000025
脚支材	0.0155	0.0000008	0.00103	0.0000852
主桁横構	0.0038	0.0000002	0.0000072	0.0000071
脚横構	0.0065	0.0000002	0.0000545	0.0000178

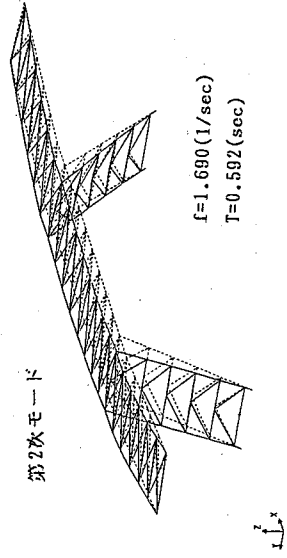
第1次モード



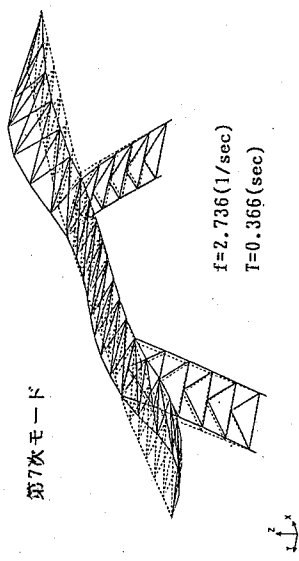
第6次モード



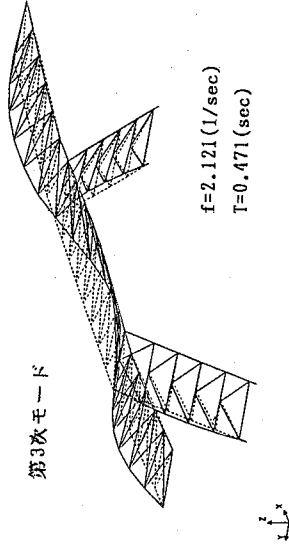
第2次モード



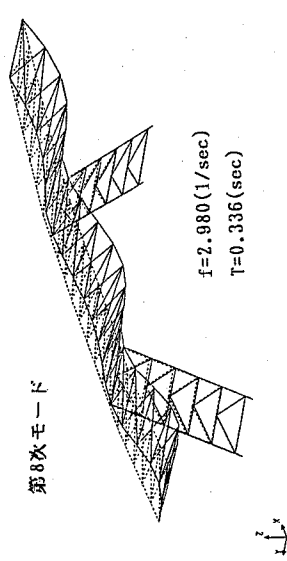
第7次モード



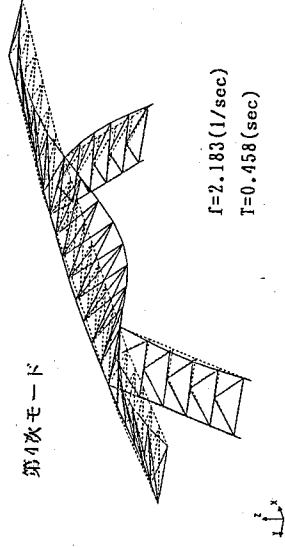
第3次モード



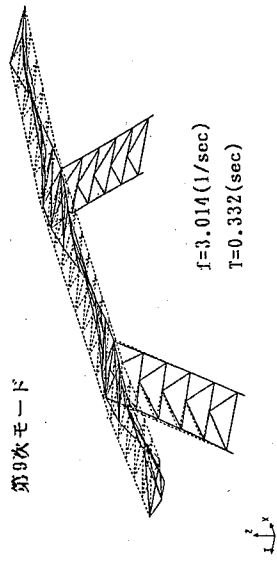
第8次モード



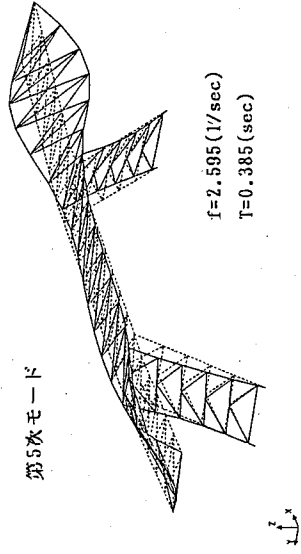
第4次モード



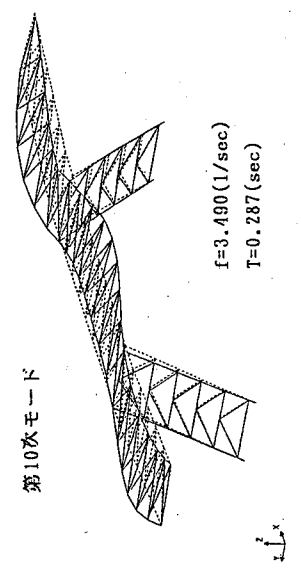
第9次モード



第5次モード



第10次モード



図一4 モード図(横構剛性を考慮する場合)

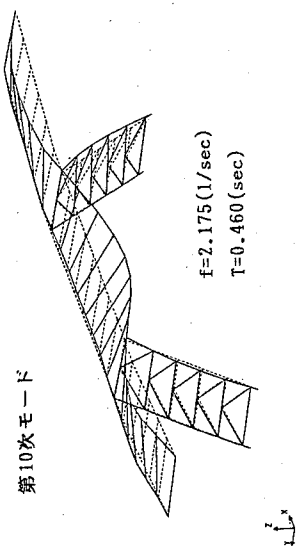
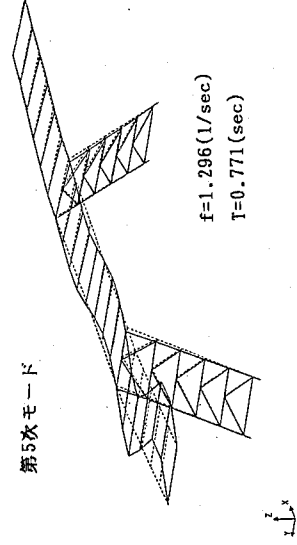
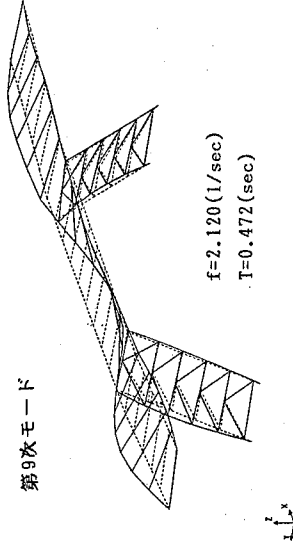
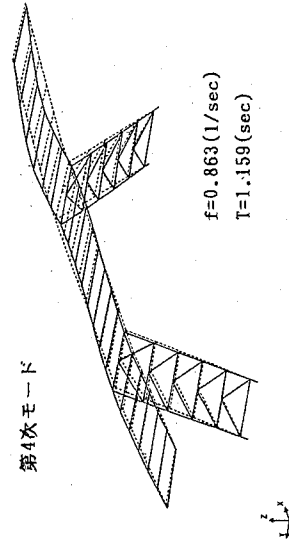
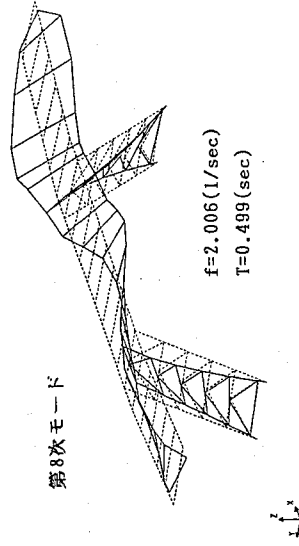
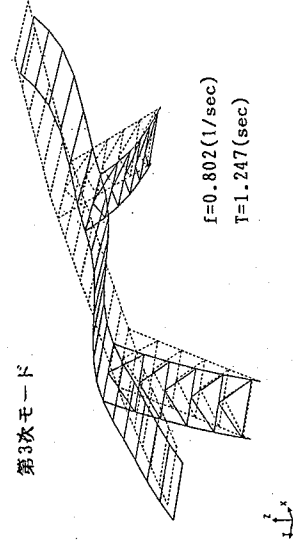
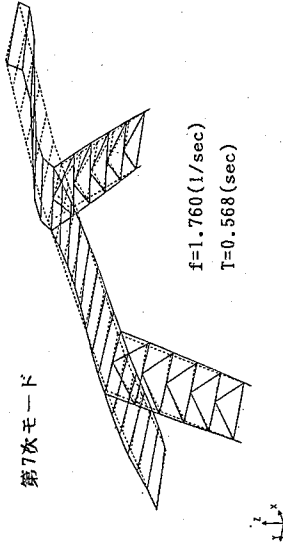
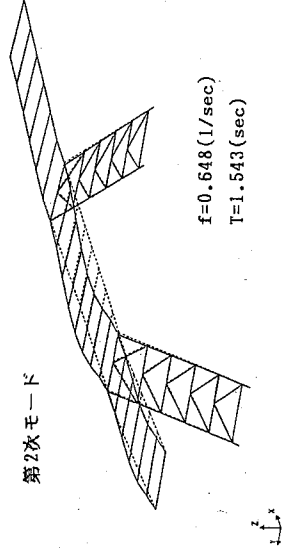
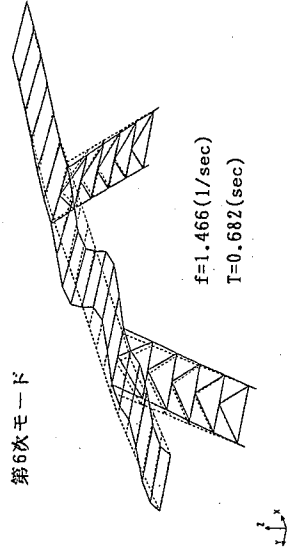
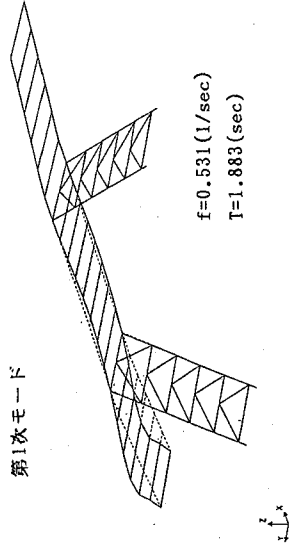


図-5 モード図(横構剛性を無視する場合)

(4) 考察

折れ角を有する立体方杖ラーメン橋の自由振動について述べる。特に主桁折れ角が横構部材剛性の有無によってモデル化に影響する。

① モードの類似性は、図一4、図一5から図一6に示すようにモデル化において横構剛性考慮と無視の関係は前者の第1次モードと後者の第3次モード、前者の第3次モードと後者の第9次モード、前者の第4次モードと後者の第10次モードが類似性の関係にある。

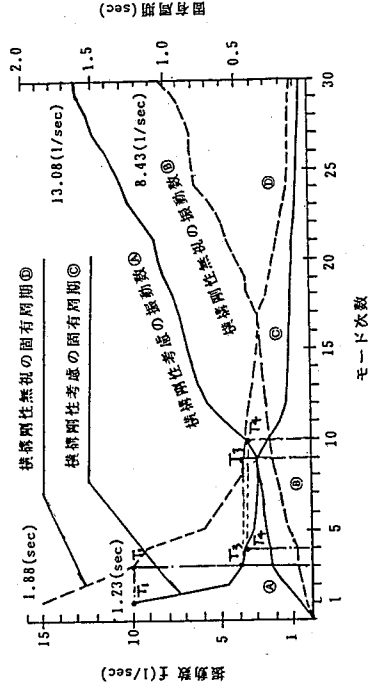
② 図一4の第3次モードと第4次モードは直線橋では類似性がみられる。

ここでは折れ角による影響が第3次、第4次モードとして現れているのではない。

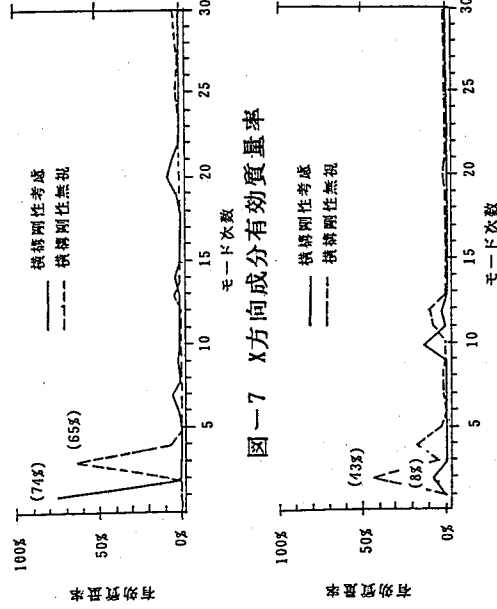
③ 5, 6, 7次モードは、側径間が卓越するモード特性がみうけられ振動数も接近している。

④ 図一4でみられる第2次モードは、モデル化の関係から図一5では見られない。

⑤ 横構剛性を無視するとモード形態になめらかな変形欠き、脚部に大きな変形が見うけられ横構考慮の場合横構ブレス効果がモデル化に寄与していると思われる。

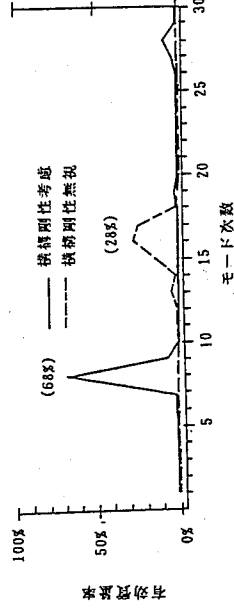


図一6 横構剛性の関わりによる振動数への影響



図一7 X方向成分有効質量率

図一8 Y方向成分有効質量率



図一9 Z方向成分有効質量率

3. 応答計算

応答計算はモードアナリシスを用い、図-10に示す設計入力加速度を橋軸方向と橋軸直角方向に入力し CQC法を用いて応答計算を試みた。
CQC法(Complete Quadratic Combination)はすべてのモード連成項を含む完全2次結合式であり、以下のとおりである。

$$\text{変位成分として} \quad U_k = \sqrt{\sum_i \sum_j U_{ki} \cdot \rho_{ij} \cdot U_{kj}}$$

$$\text{力成分として} \quad F_k = \sqrt{\sum_i \sum_j F_{ki} \cdot \rho_{ij} \cdot F_{kj}}$$

の応答となり SRSS法と異なるのはモード相関係数の ρ_{ij} である。

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{h_i \cdot h_j}(h_i + \gamma \cdot h_j) \cdot \gamma^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4h_i \cdot h_j \cdot \gamma(1 + \gamma^2) + 4(h_i^2 + h_j^2)\gamma^2}$$

$$\gamma = \omega_i / \omega_j$$

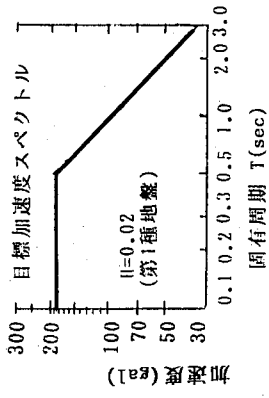
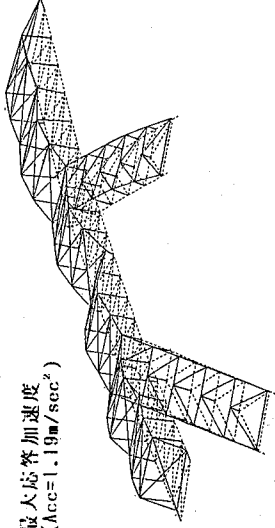


図-10 入力応答スペクトル

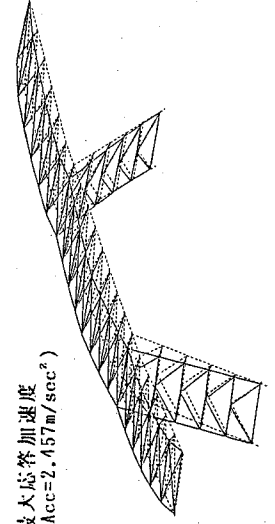
表-2 モード相関係数表

モード次数	振動数 (1/sec)	モード相関係数									
		1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次	8次	9次	10次
1	0.813	1.0000	0.0027	0.0014	0.0013	0.0009	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007	0.0005
2	1.690		1.0000	0.0298	0.0236	0.0083	0.0069	0.0065	0.0045	0.0044	0.0027
3	2.121			1.0000	0.8624	0.0376	0.0266	0.0238	0.0133	0.0125	0.0061
4	2.183				1.0000	0.0504	0.0340	0.0300	0.0159	0.0148	0.0069
5	2.595					1.0000	0.5117	0.3642	0.0768	0.0662	0.0176
6	2.698						1.0000	0.8941	0.1393	0.1551	0.0233
7	2.736							1.0000	0.1791	0.1451	0.0259
8	2.980								1.0000	0.9243	0.0600
9	3.014									1.0000	0.0691
10	3.490										1.0000

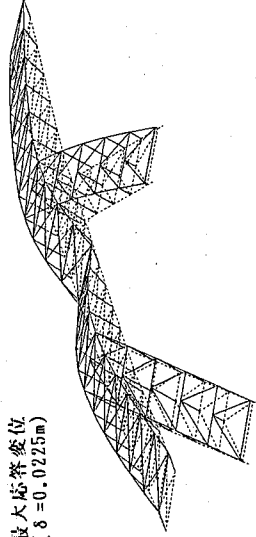
最大応答加速度
($\text{Acc}=1.19\text{m/sec}^2$)



最大応答加速度
($\text{Acc}=2.457\text{m/sec}^2$)



最大応答変位
($\delta=0.0225\text{m}$)



最大応答変位
($\delta=0.0207\text{m}$)

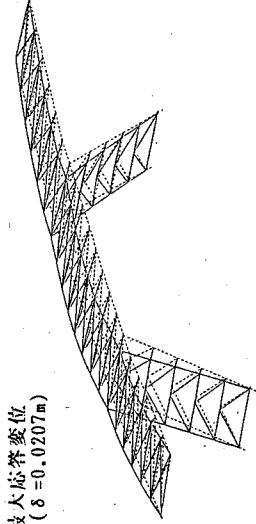


図-11 橋軸方向力による応答図

図-12 橋軸直角方向力による応答図

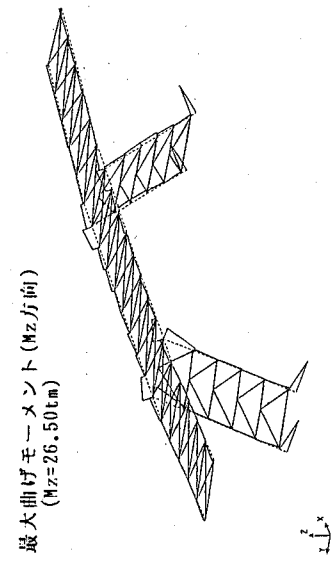
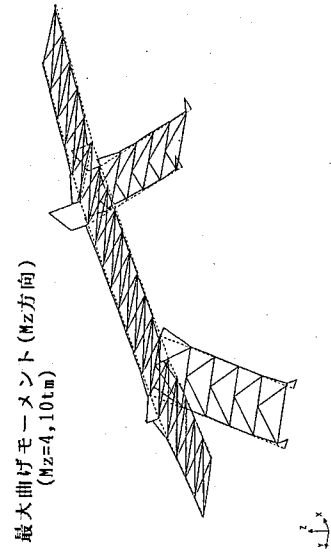
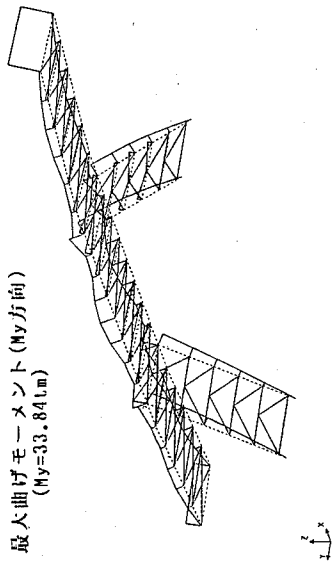
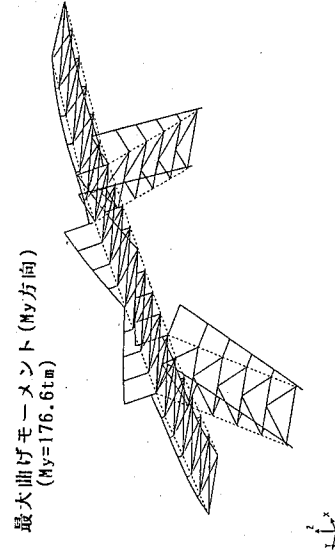
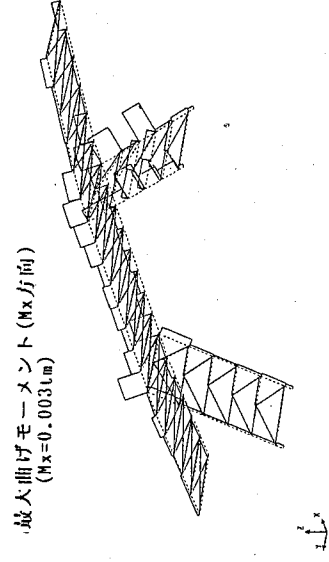
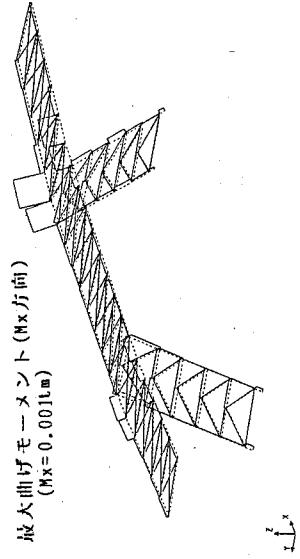
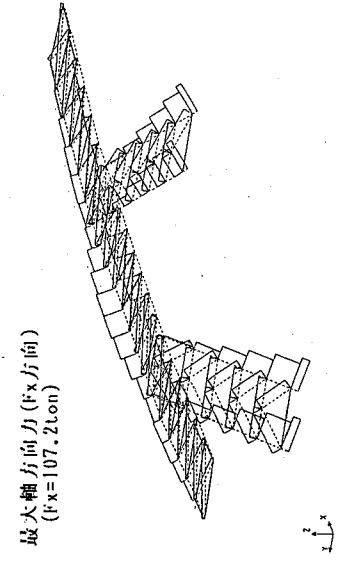
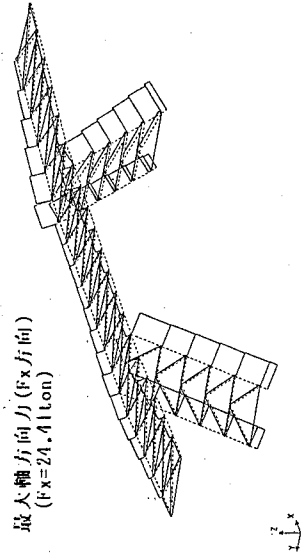


図-11 橋軸方向力による応答図

図-12 橋軸直角方向力による応答図

4. まとめ

以上の事から自由振動について重点的に述べる。

- (1) モードの類似性をみると図-4, 図-5 から図-6 に示すように横構剛性考慮と無視の関係は前者の第1次モードと後者の第3次モード, 前者の第3次モードと後者の第9次モード, 前者の第4次モードと後者の第10次モードらが類似性の関係にある。
 - (2) 図-4 の第3次モードと第4次モードは類似性がみられる。ここでは折れ角による影響が第3次, 第4次モードとして現れているのではないか。
 - (3) 5. 6. 7次モードは側径間が卓越するモード特性がみうけられ振動数も接近している
 - (4) 図-4 でみられる第2次モードはモデル化の関係から図-5 ではみられない。
 - (5) 横構剛性を無視すると図-5 のモード図ではモード形態になめらかさを欠き、特に脚交差部に大きな変形がみうけられる。これは平行四辺形骨組によるモデル化に起因すると思われる。
 - (6) 高次モード(8~10次附近)では振動数の接近がみられた。
 - (7) 応答結果のみを抽出したが橋軸方向力では面内(My)曲げモーメント、橋軸直角方向力では加速度、軸方向力(Fx)が卓越した。
- 折れ角を有する方杖ラーメン橋で、本例の様な橋長モデルは少ないと思われる。特に本構造系では横構の一次部材剛性としてのモデル化が必要であると考える。

5. あとがき

本報は折れ角を有する方杖ラーメン橋の振動問題、応力集中、横倒れ座屈等の一連の特性展開を試みようと考え、特に振動特性で折れ角の限界一支間限界の関係、モデル化、質量連成、等では今後も考察を加えていきたい。

(参考文献)

- 1) Clough, R.W./Penzien, J.: Dynamics of Structures
- 2) E.L.Wilson et al.: "A Replacement for the Stress Method Seismic Analysis". Earthquake Eng. Struct. Dyn. 9. 187-194 (1981)
- 3) T.Hayashikawa and N.Watanabe: "Free Vibration Analysis of Continuous Beam". Journal of Engineering Mechanics, Vol. 111, No. 5, May, 1985. 639-652
- 4) 林川, 渡辺: 連続質量法による多径間連続桁の固有振動解析. 土木学会第39回学術講演会講演概要集. 491-492 (1984)
- 5) 林川: アーチ系橋梁構造物の固有振動解析に関する研究. 土木学会北海道支部論文報告集第41号. 69-72 (1985)
- 6) Y.Matsui et al.: "Dynamic Analysis of A Five Span Continuous Rigid-Frame Bridge With V-Legs". Proceedings of The Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium. 1921-1926 (1986)
- 7) 松井, 他: 5径間連続V橋脚ラーメン橋の動的振動解析. 土木学会第41回学術講演会講演概要集. 857-858 (1986)
- 8) 松井: 応答スペクトル解析におけるCQC法の適用. 土木学会北海道支部第43号 (1987)
- 9) 松井, 他: Vレッグラーメン橋における集中質量法と整合質量法との相違について. 土木学会第19回地震工学研究発表会 (1987)
- 10) T.Hayashikawa, T.Kaneko, Y.Matsui, K.Yoshida: DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF A FIVE-SPAN CONTINUOUS RIGID-FRAME BRIDGE WITH V-SHAPED LEGS. Ninth World Conference On Earthquake Engineering. ABSTRACT VOLUME 1. F04-09. 667 (August 4, 1988)
- 11) 松井, 他: Vレッグラーメン橋の動的応答性状について. 土木学会北海道支部第44号 (1988)

⑧ A Method of Dynamic Analysis of Parallel Chord Space Truss

Fumio NAGASHIMA* and Fumihito ITOH**

Synopsis

This paper describes a method of dynamic analysis of space structure, parallel chord space truss, which is possessed of comparatively strong symmetry. The chief object of this method is to reduce a degree-of-freedom of the system by using suitable supposition and convenient variable transformation scheme as much as the system does not lose its structural properties in order to be capable of analyzing many-degree-of-freedom system, i.e. long span bridge structure. Making use of five degree-of-freedom per a cross section model system for vibration analysis of lateral direction, three degree-of-freedom model system for transversal vibration analysis are recommendable.

1. Introduction

Occasionally we must treat structural system as a space structure. It is not only a matter of cause that a structure is essentially spatial but also under certain circumstance spatial treatment of the system becomes to be required. For instance, when we have need to give a good accuracy to the analysis or when we analyze a deck truss bridge which possess massive slab and lower part of it is relatively light, the so-called top-heavy structure, and because of an eccentric of the centroid it is in sufficient to analyze the system by regarding it as a beam, are the cases of this situation. Then, degree-of-freedom of a space truss bridge are so many, 12 per one cross section, that the number of variables increases rapidly as the number of panels increases slightly. We have need to make an attempt to reduce the number of variables as possible as we can analyze virtually by using suitable supposition and convenient variable transformation scheme. More over, dynamic analysis of the structure needs greater computer capacity than ordinary stress analysis as usual, so that contraction of inertia, damping and stiffness matrices and shortening the evaluation time becomes to be significant problems.

A few attempts at framing of a convenient new dynamic model system have been reported by using shear field theory^{1),2),3)} which deals with thin walled elastic beam. In this paper, the following is a base of conception of making a new dynamic model. So that either thin walled elastic beam or parallel chord space truss are ensembles of the elements which is spatially constructed by six plates and the differential of both dose not exist essentially and there is not especial necessity for transforming the variable

* Research Associate, The Department of Civil Engineering

** Professor Dr. Eng., The Department of Civil Engineering

to the variable used in thin wall elastic beam theory.

Owing to this paper, it is possible to develop matrix computation of truss system only by using of itself excepting above mentioned variable transformation.

2. Contracted and Approximate Stiffness, Mass and Plate Mass Matrix

2.1 Contraction by Introducing Solid Member

The deformation modes of parallel chord space truss (one span of it is illustrated in Fig. 1) are roughly estimated as follows. (a) Bending deformation about vertical axis (contains shear deformation), (b) Bending deformation about horizontal axis (contains shear deformation), (c) Longitudinal deformation toward bridge axis, (d) Distorsional deformation contained sway braceing distorsional deformation, (e) Torsional deformation about bridge axis (contains warp deformation of a section), (f) Symmetrical deformation about the principal axes of a section. In these deformation modes of above, (f) mode scarcely have an effect on the whole structural deformation practically. The vibration mode of this sort was observed on rare occasions when a power-transmission tower was blown by a rattling wind, and we may neglect of this vibration mode of a bridge which is possessed of comparably solid floor beams and vertical members. So, herein-after we regard floor beams and vertical members (thick lines in Fig. 1) as solid, and that we ignore expansion and contraction of these members.

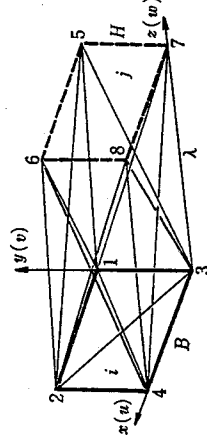


Fig. 1 Rectangular truss element

A treatment of the solid member may be shown as follows. As well known, stiffness matrix of the truss member length L , area A and Young's modulus E is shown

$$[K]_{ij} = \frac{EA}{L} \begin{pmatrix} l^2, & lm, & ln, & -l^2, & -lm, & -ln \\ m^2, & mn, & -lm, & -m^2, & -mn, & -mn \\ n^2, & -ln, & -mn, & -ln, & -mn, & -n^2 \\ \text{Symmetric} & l^2, & lm, & m^2, & mn, & n^2 \end{pmatrix}, \quad (1)$$

where l , m and n are direction cosines. To take a solid member into consideration, if we provided that $A=\infty$, the absolute value of the stiffness matrix became infinity and hardly to solved the system. Accordingly, we should suppose that extension of the

member (A) is zero while load P_{ij} and P_{ji} acting both sides of it have finite values. Within the elastic range, extension of a member can be written as

$$\begin{aligned} A &= \mathbf{n} \cdot (nL + \delta_j - \delta_i) - \mathbf{n} \cdot nL \\ &= \mathbf{n} \cdot (\delta_j - \delta_i), \end{aligned} \quad (2)$$

where $\mathbf{n}$ is unit vector along a member, δ_i, δ_j are locational vectors of point i and j respectively, and L is a length of a member. Equation (2) should be zero and we rewrite the equation in cartesian coordinates as follows:

$$A = lu_j + mv_j + nw_j - lu_i - mv_i - nw_i = 0, \quad (3)$$

where $u_i, v_i, w_i, u_j, v_j, w_j$ are their displacement components of the vector δ_i and δ_j . It is clear from Eq. (3) that only one component of six is subordinate. Next let us consider equilibrium equation of point j . When elastic members and solid members are concentrated on the point j , equilibrium equation can be written in the form

$$\sum_{m: \text{elastic}} \frac{EA_{mj}}{L_{mj}} \mathbf{n}_{mj} \cdot (\delta_j - \delta_m) \cdot \mathbf{n}_{mj} = \mathbf{Q}_j - \sum_{i: \text{solid}} \mathbf{P}_{ij}, \quad (4)$$

where $\mathbf{Q}_j$ is force vector summed up every applied forces, E is the modulus of elasticity and A the cross-sectional area. Because of the existence of solid members, second term of the right side of Eq. (4) is appeared. By the way, because $\mathbf{P}_{ji}$ are vectors which possess same directions of $\mathbf{n}_{ji}$, number of unknown member forces are the same number of solid members. Furthermore, displacement vector δ in the left side of Eq. (4) contains one subordinate displacement component per one solid member, so that, we can solve equilibrium equation by eliminating member force vectors $\mathbf{P}_{ji}$ as many as the number of solid members.

2.2 Variable Transformation Scheme

In Sec. 2.1 we pointed out that numbers of independent variable can be decreased on the assumption that vertical member and floor beam are solid. According to this method and from Eq. (3), we obtain

$$\left. \begin{aligned} u_2 &= u_1 & u_6 &= u_5 \\ u_4 &= u_3 & u_8 &= u_7 \\ v_3 &= v_1 & v_7 &= v_5 \\ v_4 &= v_2 & v_8 &= v_6, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

where subscripts of Eq. (5) are referenced Fig. 1. At this time, displacement vector and force vector are changed into following form.

$$\{\delta\}^T = \{u_1, v_1, w_1, v_2, w_2, u_3, w_3, w_4\} \quad (6)$$

$$\{F\}^T = \{X_1 + X_2, Y_1 + Y_3, Z_1, Y_2 + Y_4, Z_2, X_3 + X_4, Z_3, Z_4\}. \quad (7)$$

Although numbers of independent variable are reduced to 8 from 12 per one cross sec-

tion, this abbreviation is not quite enough to make easy the analization. But when we restrict the problem to lateral vibration for example, we can abbreviate it still more by using convenient linear variable transformation scheme as follows:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_i^* \\ \gamma_i^* \\ \dot{w}_i^* \\ \dot{u}_i^* \\ \theta_{yi}^* \\ \dot{v}_i^* \\ \theta_{xi}^* \\ \delta_i^* \end{array} \right\} = \frac{1}{2} \begin{pmatrix} 1 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & 1 & -1 \\ \sqrt{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{2} & 0 & 0 \\ 0 & \sqrt{2} & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & \sqrt{2} & 0 & \sqrt{2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 1 \end{pmatrix} \left\{ \begin{array}{l} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ v_2 \\ w_2 \\ u_3 \\ w_3 \\ w_4 \end{array} \right\} \quad (8)$$

When we rewrite Eq. (8) in the form

$$\{\delta^*\} = [C]\{\delta\}, \quad (9)$$

immediately we can make sure that the equation

$$\{\delta\} = [C]^T\{\delta^*\} \quad (10)$$

is satisfied.

Matrix $[C]$ is a linear transformation matrix which possesses a property of orthogonal, and that, $[C]^T = [C]^{-1}$ and it has been normalized.

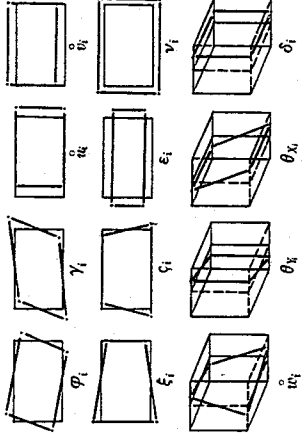


Fig. 2 Cross-sectional deformation patterns

Although one cross section has 12 degree-of-freedom and 12 deformation mode patterns illustrated in Fig. 2 as a general rule, when we introduce the method mentioned in Sec. 2.1, deformation mode patterns $\xi_i, \zeta_i, \epsilon_i$ and ν_i can be omitted. Hence, it is sufficient that we only deal with 8 deformation mode patterns φ_i : torsional deflection, γ_i : distorsional deflection, $\dot{u}_i$: horizontal displacement, $\dot{v}_i$: vertical displacement, $\dot{w}_i$: warping deflection, θ_{yi} : rotational displacement about Y axis, θ_{xi} : rotational displacement about X axis, δ_i : displacement to the direction of bridge axis.

In the following section, let us determine the relationship between those components of displacement after we accomplish above mentioned linear variable transformation scheme.

2.3 Stiffness Matrix

From Eq. (1), (5) and (9), and if we accomplish linear transformation to force vector {F} as well as we have done to displacement vector, abbreviated stiffness matrix of one panel are changed into the form of triple matrix product

$$[K^*] = \left[\begin{array}{c|c} C K_{11} C^T & C K_{12} C^T \\ \hline C K_{21} C^T & C K_{22} C^T \end{array} \right] \quad (11)$$

The product of Eq. (11) yields to Eq. (12).
In Eq. (12), B , H , λ are width, height and panel length of a bridge respectively, and

$$\begin{aligned} \alpha_C &= \frac{EA_C}{\lambda^3}, & \alpha_D &= \frac{EA_D}{L_D^3}, \\ \alpha_L &= \frac{EA_L}{L_L^3}, & \alpha_S &= \frac{EA_S}{L_S^3}. \end{aligned} \quad (13)$$

The subscripts C , D , L , S mean cord member, diagonal member, lateral bracing and sway bracing respectively. All submatrices of $[K_i^*]$ will be put into the uniform as follows:

$$[K_{ij}^*] = [CK_{ij}C^T] = \begin{bmatrix} K_{ij}^{(T)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ij}^{(V)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{ij}^{(X)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{ij}^{(A)} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Eq. (14) shows that each and all submatrices are decomposable into four independent structural behaviors. One of these behaviors concerning to three displacements ϕ_i^* , γ_i^* , ψ_i^* is torsion, which corresponds to submatrix $[K_{ij}^{(V)}]$ of matrix $[CK_{ij}C^T]$. Displacements $\dot{u}_i^*$, θ_i^* , $\theta_{y,i}^*$ are gathered up a behavior of bending about vertical axis and sub-stiffness-matrix $[K_{ij}^{(X)}]$ is corresponding to it.

Similarly, displacements ϕ_i^* , $\theta_{x,i}^*$ are gathered up a movement of bending about horizontal axis and matrix $[K_{ij}^{(T)}]$ corresponds to this movement. The last of these behaviors δ_i^* is a displacement of cross section toward the direction of bridge axis and $[K_{ij}^{(A)}]$ corresponds. Hence, torsion, bending about each axes and displacement to the direction of bridge axis can be regarded as independent phenomena. So that, according to this stiffness matrix, it is enough to consider only 3 degree-of-freedom concerning to torsion behavior, 2 degree-of-freedom concerning to bending behavior and 1 concerning to displacement in the direction of bridge axis.

2.4 Mass Matrix

Because truss elements are subjected to axial forces only, and not to bending

moments, the mass matrix in local coordinate is given by using unit mass per volume ρ as follows:

$$[M]_{ij} = \frac{\rho AL}{6} \begin{pmatrix} 2 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \text{Symmetric} & 2 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ & & & & & 2 \end{pmatrix} \quad (15)$$

By means of coordinate transformation and taking solid members into consideration Eq. (3), and if we apply transformation Eq. (8) to the displacement components again, mass matrix of one span in global coordinates corresponding to stiffness matrix $[K^*_{ij}]$ yields to Eq. (16).

and where

$$\begin{aligned} \beta_C &= \frac{\rho A_C L_C}{6}, & \beta_D &= \frac{\rho A_D L_D}{6}, & \beta_L &= \frac{\rho A_L L_L}{6}, \\ \beta_S &= \frac{\rho A_S L_S}{6}, & \beta_V &= \frac{\rho A_V L_V}{6}, & \beta_F &= \frac{\rho A_F L_F}{6}, \\ \beta_0 &= 2(\beta_C + \beta_D + \beta_L + \beta_V + \beta_F), \end{aligned} \quad (17)$$

and subscripts V , F imply vertical member and floor beam respectively. From Eq. (16) it is clear that torsion, bending and displacement of cross section toward bridge axis are independent phenomena.

2.5 Influence of a Plate Deck Mass Matrix

If the space truss bridge is possessed of plate deck as illustrated in Fig. 3, because weight of plate deck is not light as compared with other truss elements, it should be impertient that we ignore the influence of a plate deck mass. Letting plate deck be rectangular plate and the displacement of arbitrary point of the element be given

$$\begin{aligned} \{\delta(x, z)\} &= \left\{ \left(1 - \frac{x}{B}\right) \left(1 - \frac{z}{\lambda}\right), \frac{x}{B} \left(1 - \frac{z}{\lambda}\right), \left(1 - \frac{x}{B}\right) \frac{z}{\lambda}, \frac{x}{B} \cdot \frac{z}{\lambda} \right\} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{Bmatrix} \\ &= \{\phi\} \{\delta\}^* \end{aligned} \quad (18)$$

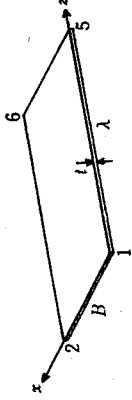


Fig. 3 Deck plate

$$\begin{aligned}
 [K_{11}^*] &= \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \\
 [K_{12}^*] &= \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \\
 [K_{22}^*] &= \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}
 \end{aligned}$$

1 Literal notations enclosed by # are elements of matrix $[K_i^]$ in the case that the other side vertical, floor beam and sway bracing are taken into account.

Fig. 12 Abbreviated matrix of a bridge panel of parallel chord space truss.

2. In case that the (j) side virtual member, floor beam and sway bracing are taken into account, $[M_{22}^] = [M_{11}^*]$,
 Eq. 16 Abbreviated mass matrix of a bridge panel of parallel chord space truss

$$\begin{aligned}
 [M_{22}^*] &= \begin{pmatrix} 4(\beta_c + \beta_a + \beta_L), & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4(\beta_c + \beta_a + \beta_L), & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4(\beta_c + \beta_a + \beta_L), & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(\beta_c + \beta_a + \beta_L) \end{pmatrix} \\
 [M_{11}^*] &= [M_{12}^*] = \begin{pmatrix} 2\beta_c, & 2(\beta_L - \beta_a), & 2(\beta_L * \beta_a), & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (\beta_c - \beta_L - \beta_a), \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \\
 [M_{12}^*] &= \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \\
 [M_{11}^*] &= \begin{pmatrix} 2(\beta_o - \beta_s), & 2(\beta_x - \beta_y), & 2(\beta_o - \beta_y), & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (\beta_o - \beta_x - \beta_y + \beta_s), \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \\
 [M_{12}^*] &= \begin{pmatrix} 2(\beta_o + \beta_x + \beta_y + \beta_s), & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2(\beta_o + \beta_x + \beta_y + \beta_s), & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2(\beta_o + \beta_x + \beta_y + \beta_s), & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(\beta_o + \beta_x + \beta_y + \beta_s) \end{pmatrix} \\
 [M_{22}^*] &= \begin{pmatrix} 4(\beta_c + \beta_a + \beta_L), & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4(\beta_c + \beta_a + \beta_L), & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4(\beta_c + \beta_a + \beta_L), & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(\beta_c + \beta_a + \beta_L) \end{pmatrix}
 \end{aligned}$$

3. Lateral Vibration of Spaced Truss System

From previous sections, we note that in the analysis of the space truss system it is sufficient to use 3 degree-of-freedom at the time when we pay attention to transversal vibration and to use 5 degree-of-freedom when we turn our attention to torsion and lateral bending vibration. Hence, in order to analyze lateral vibration of the structure, we shall use 5 degree-of-freedom per cross section system which is possessed of following displacement vector $\{\delta^*\}$ and force vector $\{F^*\}$ hereinafter.

$$\left\{ \begin{aligned} \{\delta^*\}_i^T &= \{\varphi_i^*, \gamma_i^*, \tilde{w}_i^*, \dot{u}_i^*, \theta_{yi}^*\} \\ \{F^*\}_i^T &= \left[\frac{1}{2} (X_1 + X_2 - X_3 - X_4 + Y_1 - Y_2 + Y_3 - Y_4), \right. \\ &\quad \frac{1}{2} (X_1 + X_2 - X_3 - X_4 - Y_1 + Y_2 - Y_3 + Y_4), \frac{1}{2} (-Z_1 + Z_2 + Z_3 - Z_4), \\ &\quad \left. \frac{1}{\sqrt{2}} (X_1 + X_2 + X_3 + X_4), \frac{1}{2} (-Z_1 + Z_2 - Z_3 + Z_4) \right] \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Although variables exchanged by Eq. (8) are available to analyze the system, it should not be convenient in case of taking account of end boundary condition. So, it is proper to change back variables as those are before.

$$\left\{ \begin{aligned} u_1 \\ u_3 \\ v_1 - v_2 / \sqrt{2} \\ w_1 - w_2 / \sqrt{2} \\ w_3 - w_4 / \sqrt{2} \end{aligned} \right\} = \begin{bmatrix} 1/2 & 1/2 & 0 & 1/\sqrt{2} & 0 \\ -1/2 & -1/2 & 0 & 1/\sqrt{2} & 0 \\ 1/\sqrt{2} & -1/\sqrt{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/\sqrt{2} & 0 & -1/\sqrt{2} \\ 0 & 0 & 1/\sqrt{2} & 0 & -1/\sqrt{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi_i^* \\ \gamma_i^* \\ \tilde{w}_i^* \\ \dot{u}_i^* \\ \theta_{yi}^* \end{Bmatrix} \quad (22)$$

If we use abridged notation

$$\{\delta_h^*\} = [C_h] \{\delta_h\} \quad (23)$$

Eq. (22) reduces to

$$\{\delta_h\} = [C_h]^{-1} \{\delta_h^*\}, \quad (24)$$

and it is clear that $[C_h]^{-1} = [C_h]^T$. In like manner, force vector should be changed back simultaneously. By the way, mass and stiffness matrix for the complete structure generally takes a following form:

$$[A] = \begin{bmatrix} A_1 & A_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ A_3 & A_4 & A_2 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & A_3 & A_4 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & A_4 & A_2 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & A_3 & A_5 \end{bmatrix}, \quad (25)$$

so that, using above mentioned transformation matrix $[C_b]$, and if both sides of the structure are restrained, we obtain transformed matrix $[\dot{A}]$ in the form

$$[\dot{A}] = [C_T]^T [A] [C_T] = \begin{pmatrix} C_b^T A_1 C_b & C_b^T A_2 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ A_3 C_b & A_4 & A_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & A_3 & A_4 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & A_4 & A_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & A_3 & A_3 & A_2 C_b & \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & C_b^T A_3 & C_b^T A_6 C_b & \end{pmatrix}, \quad (26)$$

where

$$[C_T] = \begin{pmatrix} C_b & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & C_b \end{pmatrix} \quad (27)$$

and $[E]$ is the unit submatrix.

3.2 Response Analysis of the System

Using preceding mass and stiffness matrix of complete structure, eigen value problem can be solved easily as well as the response of a restrained system which is subjected to arbitrary forces can be calculated in ordinary manner^{4),5)}. Differential equations of motion for damped and restrained system excited by compulsive displacement can be written in the form

$$\begin{bmatrix} M_1 & M_2 \\ M_3 & M_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{q} \\ \ddot{q}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & C_2 \\ C_3 & C_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{q} \\ \dot{q}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 & K_2 \\ K_3 & K_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q \\ q_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q(t) \\ Q_b(t) \end{Bmatrix} \quad (28)$$

where $\{q_b\}$ is a compulsive displacement vector, $\{q\}$ displacement vector of the other nodal point, $\{Q_b(t)\}$ unknown reaction force applied to supporting point and $\{Q(t)\}$ external force inflicted directly on the point with the exception of supporting point.

The vector $\{q\}$ in Eq. (28) can be evaluated by several numeric integration methods and then, from reciprocal transformation Eq. (22), available displacements vector $\{u_i, u_{i+2}, (v_i - v_{i+1})/\sqrt{2}, (w_i - w_{i+1})/\sqrt{2}, (w_i - w_{i+2} - w_{i+3})/\sqrt{2}\}$ are determined.

The variables φ_i^* , γ_i^* used in this paper are not equivalent to general torsion angle and distorsion angle respectively. If it is necessary to give a physical meanings to the variables we have to use another easy transformation equation.

Frequently, natural period of high degree mode of many-degree-of-freedom system is shorter than calculating time interval and because divergence is often caused by the calculation that is considered all degrees of the mode, we must estimate how many

degrees of the mode have to be necessary by effective mass and etc..

Moreover, when we analyze pier-bridge system as a whole it is convenient to transrate displacement vector on the part of connecting parts of pier and bridge by using Eq. (22) as transformation Eq. (26).

4. Conclusions

In this paper we examine how many degree-of-freedom can be reduced and what kind of analytical model can be made in analization of parallel chord space truss without losing its structural characteristics. According to this examination, it becomes clear that structural behaviors of this system can be separated into four independent phenomena such as torsion, rotation about horizontal axis, rotation about vertical axis and cross sectional movement toward the direction of bridge axis in the assumption that floor beams and vertical members are solid and by using variable transformation scheme. In case that the truss system is possessed of plate deck, an eccentricity of the centroid of the cross section is caused and torsion and bending movement about vertical axis become to be interacted each other, so that in analization of lateral vibration, five degree-of-freedom (torsion, distortion, warping, horizontal displacement and rotation about vertical axis) per a cross section must be required and three degree-of-freedom (vertical displacement, rotation about horizontal axis and cross sectional displacement to the direction of bridge axis) per a cross section can be used for the analysis of transversal vibration. Abbreviation beyond these contractions may be impossible in generally.

As a matter of course, by using this abbreviated model system, eigen value and dynamic response can be evaluated in ordinary manner. As because the degree-of-freedom is reduced to 5, occasionally to 3, from 12 per a cross section, we can prospect that dynamic analysis of whole bridge system which contains pier system becomes to be practicable, and moreover examination for dynamic interaction between bridge and train passing on the bridge becomes to be practically possible.

References

- 1) T. Aida, "Tree-dimensional Analysis of Free Vibration of Trussed Girders" Proceedings of Japan Society of Civil Engineers No. 163, 1969-3.
- 2) H. Nakamura, "Dynamic Analysis of Thin-walled Beams Considering Cross-sectional Deformations" Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers No. 223, 1974-3.
- 3) Y. Hayashi, Y. Tanaka and K. Higuchi, "Three-dimensional Oscillation Analysis of Truss Girders by the Thin-walled Elastic Beam Theory Considering Cross-sectional deformations" Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers No. 261, 1977-5.
- 4) F. Itoh and F. Nagashima, "Examination of Model System and Dynamic Response Analysis of Parallel Chord Space Truss" Lect. the 4th Meeting of the Kanto Branch of Japan Society of Civil Engineers 1977.
- 5) F. Itoh and F. Nagashima, "Dynamic Characteristics of Parallel Chord Space Truss" Lect. the 33th Annual Meeting of Japan Society of Civil Engineers 1978.

⑨ Dynamic Behavior of Running Pass of Railway Vehicle on Vibrating Bridge

Fumio NAGASHIMA* and Fumihito ITOH**

Synopsis

A problem on dynamic behavior of running pass of mass-less railway vehicle passing through vibrating space truss bridge is discussed in this paper. This discussion will be available for obtaining runnability of railway vehicle on long span bridge vibrating transversely. In this simulation study, we pay attention to the combination bridge of highway and railway. Because it has so-called top-heavy structural property, we make use of the "space" truss system as the analytical model. The method of dynamic analysis employed here is referred to the Reference 1).

1. Introduction

The cross-channel railway bridge project carried forward by Honshu-Shikoku Bridge Authority is the first of its kind in the world for its large-scale scheme. In Kojima-Sakaide Route, one of the route of Honshu-Shikoku bridge project, suspension bridges and truss bridges elevate high piers are going to be constructed. These bridges are combination bridges of highway and railway, and highway is located on the upper deck and the lower deck is used for railway. Many kinds of research concerning runnability of railway vehicles on those long span bridges have been conducted by the Research Committee on Runnability of Train entrusted by Honshu-Shikoku Bridge Authority from 1971^{2),3)}. In these discussions, stability research of railway vehicles passing through transversely vibrating bridge has been one of the most important subject.

To execute above-mentioned stability research theoretically, two simulation studies, dynamic stability analysis of many sorts of railway vehicles and dynamic response analysis of bridges have been carried out separately. Although this analytical method does not take account of interaction between bridge and railway vehicle, it has practical value of making analytical models more accurate. And this method is reasonable in so far as the weight ratio of railway vehicle to bridge is very small. For combining two distinct simulation studies, it is necessary to calculate running pass of the contact point of track surface and wheel passing through vibrating bridge. In this paper, qualitative dynamic behavior of above-mentioned running pass which is used for determination of runnability of railway vehicle on vibrating track is discussed by making use of dynamic response analysis of parallel chord space truss.

* Research Associate, The Department of Civil Engineering

** Professor Dr. Eng., The Department of Civil Engineering

Following dynamic simulation studies are based on these suppositions below.

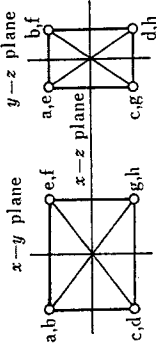
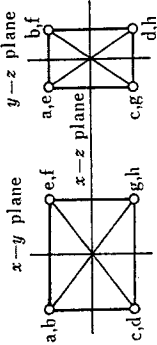
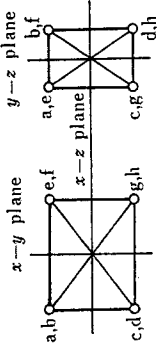
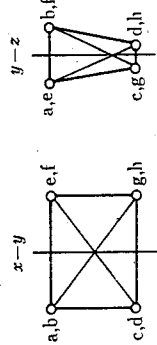
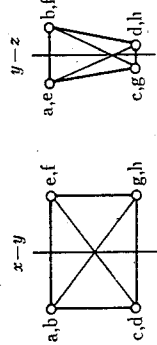
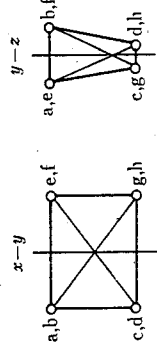
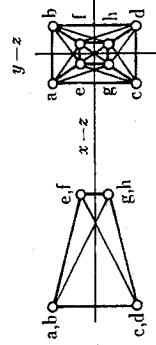
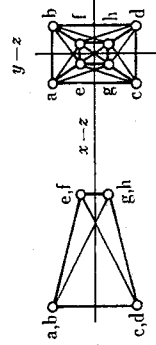
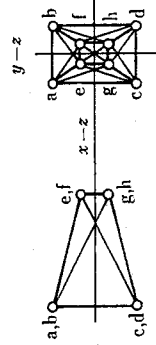
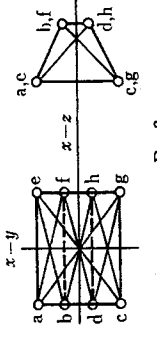
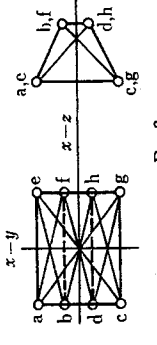
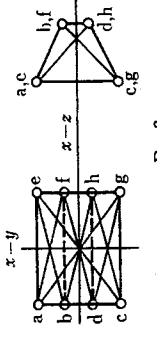
- (a) Floor beams and vertical members of space truss are rigid.
- (b) Stiffness of deck plate is ignored.
- (c) Railway vehicle and its wheel are mass-less and three stages of running velocity, 70, 120 and 160 km/h are taken into account in the simulation.
- (d) The displacement of space truss on the track level is calculated approximately by linear interpolation of upper and lower beam displacements.
- (e) The shape of running pass is determined from displacements of discrete panel points by using Newton's forward interpolation formula.
- (f) Viscous damping factor (ζ) of the bridge is 0.02.

2. Dynamic Analysis

2.1 Model Structure

The combination bridge of highway and railway, parallel chord space truss bridge has so massive deck plate that it becomes to be top-heavy structural system as a whole.

Table 1. The state of separation

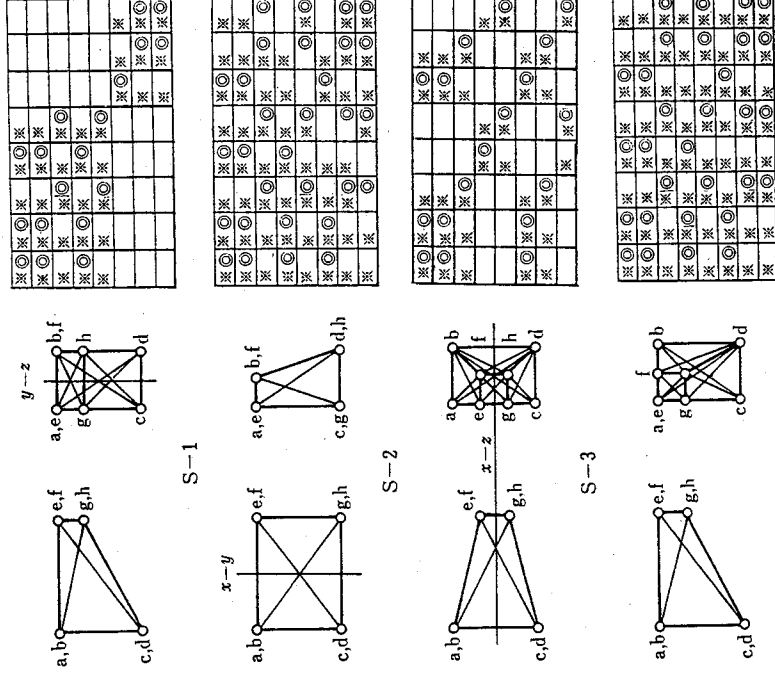
			φ^*	γ^*	ψ^*	$\dot{u}^*$	$\dot{u}_y^*$	$\dot{v}^*$	$\dot{v}_y^*$	δ^*
T-1										
										
										
										
B-1										
										
										
										
B-2										
										
										
										
B-3										
										
										
										

Because of the fact, displacement of the upper part of the truss bridge will be somewhat greater than one of the lower part of it, and inevitably track level displacement will not be equal to the lower part displacement. To determine the amounts and relationships of these displacements, space truss method is adopted in this paper.

As a space truss structure has 12 degree-of-freedom per one panel cross section generally, the number of degree-of-freedom increases rapidly in contradistinction to the number of panel increasing slightly. In consequence it becomes practically difficult to analyze continuous long span bridge by using space structure model. To cover this disadvantage, supposition (a) in the preceding section and linear variable transformation scheme¹⁾ are used here. According to the supposition (a), the number of degree-of-freedom becomes 8 per one panel cross section. Moreover, if we accomplish linear variable transformation as described in the Sec. 2.2 of the Reference 1), displacement vector $\{\delta_0\}_i$ at i panel cross section is given as follows:

$$\{\delta_0\}_i^T = \{\varphi^*, \gamma^*, \dot{w}^*, \dot{u}^*, \theta_y^*, \dot{v}^*, \theta_x^*, \delta^*\}_i \quad (1)$$

Eight components of $\{\delta_0\}_i$ represent torsional deflection, distortional deflection, of variables in $\{\delta_0\}_i$;



N-1

* Non-zero element of stiffness matrix
 © Non-zero element of mass matrix

warping deflection, transversal displacement, rotational displacement about y axis, vertical displacement, rotational displacement about x axis and displacement to the direction of bridge axis respectively. And if we accomplish linear transformation to force vector as well as displacement vector we can obtain very convenient stiffness and mass matrix.

Table 1 represents the results of the linear transformation accomplished to those variant shaped space truss unit as illustrated left side. Symbols $\otimes$ and $\odot$ in the grids indicate non-zero elements of transformed stiffness and mass matrix respectively. Table 1 also indicates the states of the separation of variables of displacement vector $\{\delta_0\}_i$. $T-1$ in table 1, for example, shows the characteristics of stiffness and mass matrix of rectangular space truss unit (Fig. 1). And right side grid table shows that

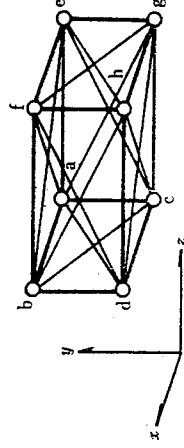


Fig. 1 Rectangular space truss unit

both stiffness and mass matrix can be separated into four independent structural behaviors. The cases listed up in the table 1 are arranged in order from one which has strong symmetric structural property to one which has asymmetrical structural property. Each group, T , B , S and N represents number of planes of symmetry and the numbers of them are 3, 2, 1 and 0, respectively. According to the table 1, it seems to be clear that the degree of interaction of each variable has a tendency to increase in proportion to the decrement of numbers of plane of symmetry. And finally, in the case of asymmetric space truss unit, $N-1$, every variables become to be interacted each other.

In case that the truss system is possessed of massive plate deck, an eccentricity of the centroid of the cross section is caused and torsion and bending movement about vertical axis becomes to be interacted. This case corresponds with $B-1$ in the table 1, which is able to be separated roughly into two independent deformation patterns.

Based on this fact and if the problem is restricted to transversal vibration analysis only, it is enough to use the numerical model possessed of independent displacement vector which contains the variable (transversal displacement). This analytical model of i panel cross section is possessed of following displacement vector $\{\delta\}_i$ and force vector $\{F\}_i$.

$$\{\delta\}_i^T = \{\varphi^*, \gamma^*, \dot{w}^*, \dot{u}^*, \theta_y^*\}_i$$

$$\{F\}_i^T = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} (X_1 + X_2 - X_3 - X_4 + Y_1 - Y_2 + Y_3 - Y_4), \\ \frac{1}{2} (X_1 + X_2 - X_3 - X_4 - Y_1 + Y_2 - Y_3 + Y_4), \\ \frac{1}{2} (-Z_1 + Z_2 + Z_3 - Z_4) \\ \frac{1}{\sqrt{2}} (X_1 + X_2 + X_3 + X_4), \\ \frac{1}{2} (-Z_1 + Z_2 - Z_3 + Z_4) \end{array} \right\}_i, \quad (2)$$

where X , Y and Z are components of force vector in the direction of x , y and z axes respectively. Two deformation patterns φ^* and γ^* of them are not equivalent to the regular torsional deflection (angle) and distortional deflection (angle). If it is necessary to give a physical meanings to those two variables, more another linear variable transformation must be performed. For model structure of combination bridge, eight panels one span parallel chord space truss bridge shown in Fig. 2 was taken as an example. In Fig. 2, dotted point represents center point of track and the notation ϕ indicates restraint point and its direction.

The model structure is restrained as well as simple beam in the plane problem and its scales and values of cross sectional area are listed in Table 2 and Table 3 severally.

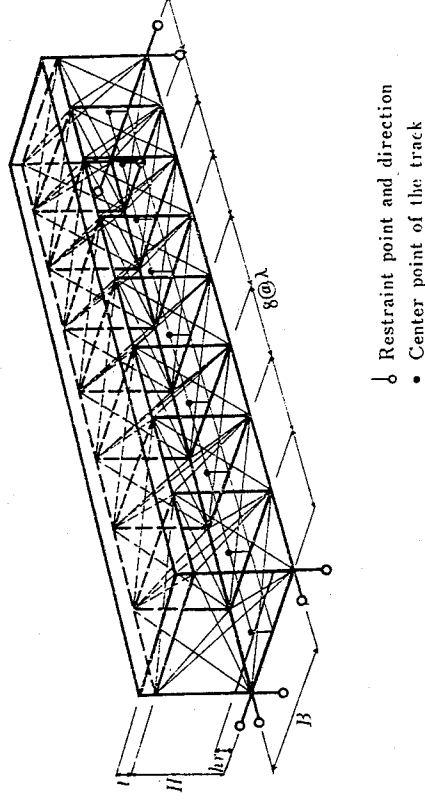


Fig. 2 Model structure

Table 2. Scales of the model structure

$l = 0.45$ (m)
$H = 17.5$
$B = 24.8$
$\lambda = 15.0$
$h_l = 6.5$

Table 3.

Member	Cross sectional area
Cord member	0.11 (m ²)
Diagonal member	0.12
Lateral bracing	0.016
Sway bracing	0.018
Vertical member	0.232
Floor beam	0.164

2.2 Transversal Dynamic Characteristics

To determine transversal dynamic characteristics of parallel chord space truss with deck plate, well known eigenvalue analysis of no damping linear system is executed. In this analysis stiffness and mass matrix of the system to the displacement and force

vector (Eq. 2) are referred to the Reference 1). For analyzing large eigenvalue problems, author recommend highly to use new solution method, "sub-space method"⁴⁾ proposed by K.J. Bathe (University of California, Berkley).

The results of eigenvalue analysis, mode shapes from the first order to the third order are illustrated in Fig. 3. In eigenvalue analysis of ordinary space structure, it is difficult to perceive the appearance of deflection of whole system without some other calculation and troublesome deformation sketch. However, as illustrated in Fig. 3 mode shapes to the displacement vector (Eq. 2) can simply indicate an outline of the deformation. Transversal displacement mode of the first order can be obtained by performing reciprocal variable transformation (Eq. 22 in Reference 1)). In Fig. 4 the first order displacement mode of the system with deck plate (a) is compared with one of no deck plate system (b). Two real lines in Fig. 4 show transversal displacement (U_u , U_l) modes of center point of upper or lower beams and moreover, a broken line in (a) shows track level displacement (U_t) mode. The relationship among those three

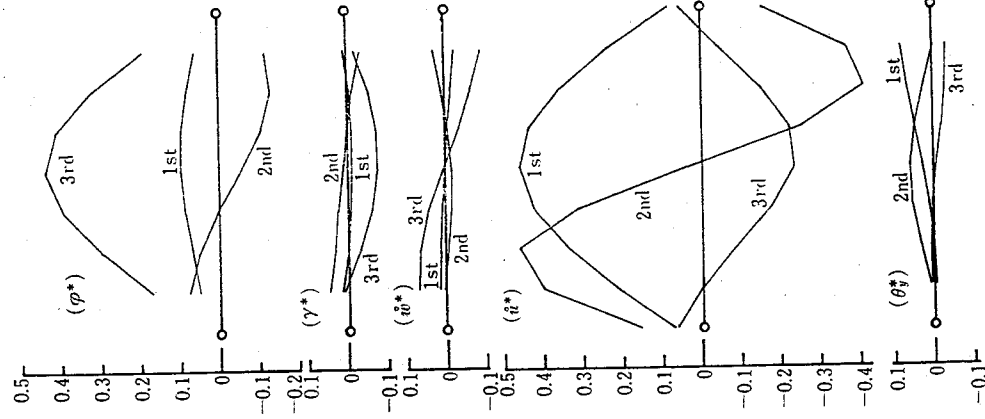


Fig.3 Mode shapes

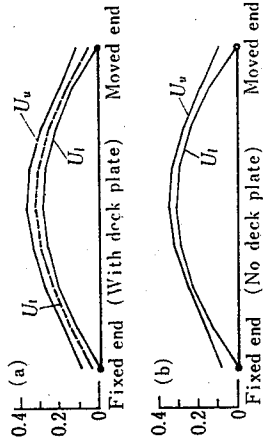


Fig. 4 Mode shapes of transversal displacement (1st order)

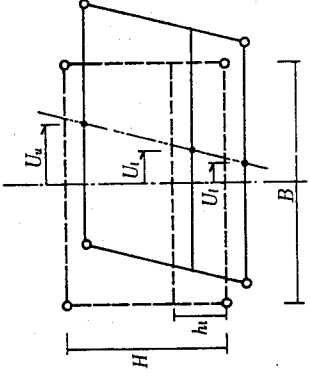


Fig. 5 Panel cross section

displacements is illustrated in Fig. 5. Because of the restraint condition (as well as simple support in plane problem), the displacement mode represents asymmetric form. And it is evident that difference in magnitude of two mode lines of the case (a) is greater than one of the case (b) under the influence of deck plate mass. The ratio of upper beam displacement to lower beam displacement at mid-span in both cases of (a) and (b) are 1.30 and 1.10, respectively. From these analysis, it can be presumed that transversal displacement of the system illustrated in Fig. 2 may be greater as much as about 18 percent than one of the system without deck plate.

2.3 Dynamic Response Analysis

As a general, the differential equation of the structure excited at supporting points by compulsive displacements $\{\delta_b\}$ can be written as

$$\begin{bmatrix} M_1 & M_2 \\ M_3 & M_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\delta} \\ \ddot{\delta}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 & K_2 \\ K_3 & K_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \\ \delta_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q(t) \\ Q_b(t) \end{Bmatrix}, \quad (3)$$

where $[M]$ and $[K]$ represent mass and stiffness matrix and $\{Q_b(t)\}$ and $\{Q(t)\}$ in the right side is unknown dynamic reaction force acting at supporting point and external force acting directly to the nodal points without supporting point, respectively. To begin with, equation which contains the term $\{Q(t)\}$ must be resolved and then $\{Q_b(t)\}$ can be calculated.

Then if we introduce the method that displacement of nodal point can be expressed by the sum of quasi-static displacement $\{\delta_s\}$ and dynamic displacement $\{\delta_d\}$, quasi-static displacement reduces to

$$\{\delta_s\} = -[K_1]^{-1}[K_2]\{\delta_b\} + [K_1]^{-1}\{Q(t)\}. \quad (4)$$

Inserting Eq. (4) into Eq. (3) which contains the term $\{Q(t)\}$, we obtain

$$[M_1]\{\ddot{\delta}_d\} + [K_1]\{\delta_d\} = \{P_s(t)\}, \quad (5)$$

where

$$\{P_s(t)\} = ([M_1][K_1]^{-1}[K_2] - [M_2])\{\ddot{\delta}_b\}. \quad (6)$$

Next let us assume that dynamic displacement vector can be expressed by normalized modal matrix $[\tilde{U}]$ and the vector of generalized coordinates $\{\phi\}$ in the form

$$\{\delta_d\} = [\tilde{U}]\{\phi\} \quad (7)$$

and substituting Eq. (7) into Eq. (5) and more over premultiplying by $[\tilde{U}]^T$, we obtain

$$[\tilde{U}]^T[M_1][\tilde{U}]\{\ddot{\phi}\} + [\tilde{U}]^T[K_1][\tilde{U}]\{\phi\} = [\tilde{U}]^T\{P_e(t)\}. \quad (8)$$

From orthogonality of eigen-vector, we set

$$\{\tilde{u}_r\}^T[M_1]\{\tilde{u}_r\} = m_r^*, \quad r = 1, 2, \dots, n, \quad (9)$$

and

$$P_r(t) = \{\tilde{u}_r\}^T\{P_e(t)\}_r \quad (10)$$

and taking account of viscous damping term, we can write

$$\ddot{\phi}_r + 2\zeta\omega_r\dot{\phi}_r + \omega_r^2\phi_r = \frac{1}{m_r^*}P_r(t), \quad (11)$$

where

$$\{\phi\} = \{\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n\}^T. \quad (12)$$

In consequence of solving Eq. (11) and from Eq. (7), dynamic response is determined. And the response $\{\delta\}$ in case excited at restrained point is given as a summation of $\{\delta_d\}$ and $\{\delta_s\}$. In this analysis, we consider for r till the 10th degrees of eigenmode.

The shape of running pass of railway vehicle can be obtained by making use of Newton's forward interpolation formula.

$$R_n(w) = C_0 + C_1(w-w_0) + C_2(w-w_0)(w-w_1) + \dots \\ \dots + C_n(w-w_0)(w-w_1)\dots(w-w_{n-1}) \quad (13)$$

where w_i represents a distance from left side supporting point. If we define u_i as track level transversal displacement determined by a linear interpolation between U_n and U_1 as illustrated in Fig. 5, constraint equations reduce to

$$\left. \begin{aligned} R_n(w_0) &= C_0 \\ R_n(w_1) &= C_0 + C_1h_0 \\ R_n(w_2) &= C_0 + C_1 \cdot 2h_0 + C_2 \cdot 2h_0^2 \\ &\vdots \\ R_n(w_n) &= C_0 + C_1 \cdot nh_0 + C_2n(n-1)h_0^2 + \dots + C_n \cdot n!h_0^n = u_{t_n}, \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

where $h_0 = w_{i+1} - w_i$ (panel length).

From Eqs. (14), coefficients of interpolation formula

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= u_{t_0} \\ C_1 &= \Delta u_{t_0}/h_0 \\ C_2 &= \Delta^2 u_{t_0}/2h_0^2 \\ &\vdots \\ C_k &= \Delta^k u_{t_0}/k! h_0^k \\ &\vdots \\ C_n &= \Delta^n u_{t_0}/n! h_0^n \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

are obtained, where

$$\Delta^k u_{t_0} = u_{t_k} - \binom{k}{1} u_{t_{k-1}} + \binom{k}{2} u_{t_{k-2}} - \cdots + (-1)^k u_{t_0}, \quad (16)$$

and where

$$\binom{k}{i} = \frac{k!}{i!(k-i)!} \quad (17)$$

3. Results of Dynamic Simulation Study

Input waves used in this dynamic simulation study are shown in Fig. 6 (a, b, c and d) and power spectra of them are also shown in Fig. 7. The letters L and R in the

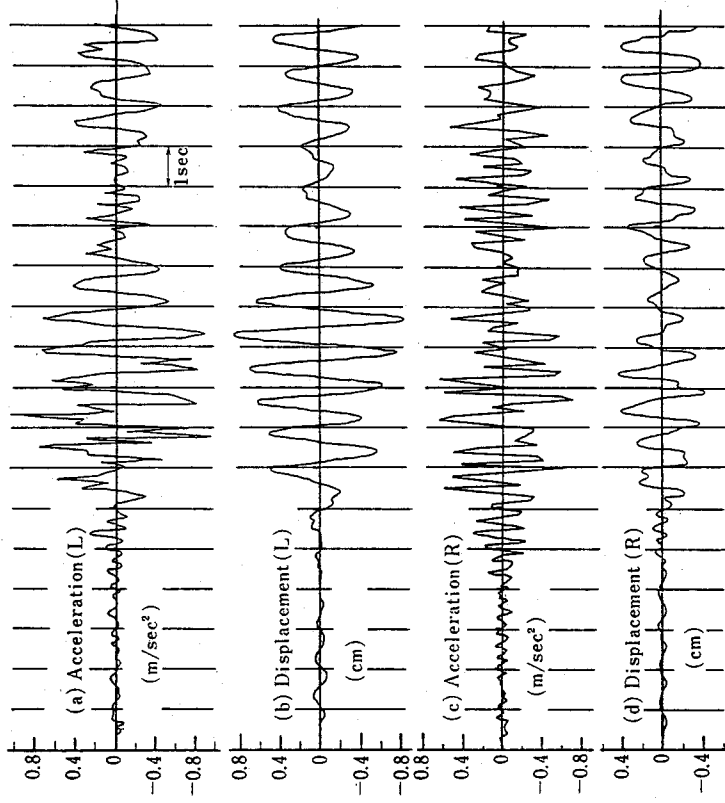


Fig.6 Input waves

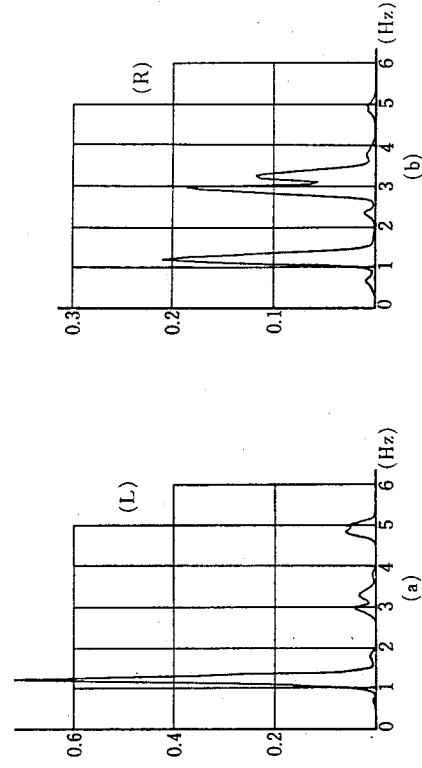


Fig. 7 Power spectrum

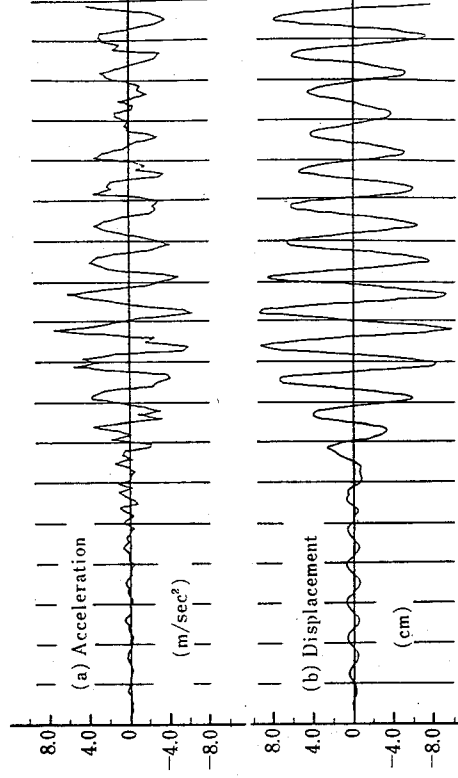


Fig. 8 Response waves at mid-span

figures indicate acting positions of input waves, the left side and the right side supporting points individually. The first order natural frequency of the system is about 1.09 Hz as against that the prevailing frequency of input wave is observed to be 1.0~1.4 Hz. Fig. 8 shows response acceleration (a) and response displacement wave (b) at the midspan on the track level. Because the prevailing frequency of input wave is close on the first order natural frequency, the system moves at almost the same period of the prevailing period of input waves.

Fig. 9 shows running pass of railway vehicle passing through the bridge from the left to the right. Starting time of railway vehicle is set at 8.2 sec., the time when the response of the bridge becomes to be enlarged. (a), (b) and (c) in Fig. 9 indicate the cases that railway vehicle moves at the speed of 75, 120 and 160 km/h, respectively.

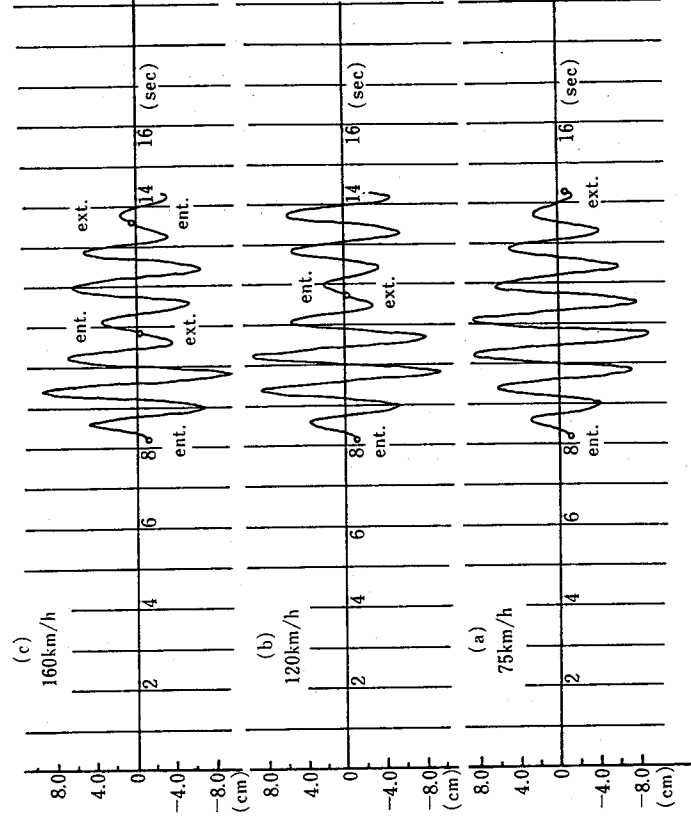


Fig. 9 Running pass of mass-less vehicle

Notation "ent." or "ext." indicates point of time when railway vehicle enter the bridge or make exit the bridge.

In the cases of (b) and (c), railway vehicles continue to enter and exit the bridge rotationally until the time when railway vehicle of (a) exit the bridge. The differences among the results of 3 cases cannot be observed and the running passes have many points of similarity to the response displacement wave at mid-span of the bridge.

4. Summary and Conclusions

The problem on dynamic behavior of running pass of mass-less railway vehicle passing through transversely vibrating space truss bridge has been discussed. The results of them are summarized as follows.

1. In the analysis of a space truss, degree-of-freedom of the system can be reduced by suitable variable transformation scheme.
2. In consequence of the eigenvalue analysis, it becomes clear that the ratio of the nodal mode of upper beam to floor beam at mid-span of the bridge system with deck plate (Fig. 4 (a)) is greater as much as about 18 percent than one of the system without deck plate (Fig. 4 (b)) because of the influence of deck plate mass.
3. Running pass obtained by dynamic response analysis of the parallel chord space

truss bridge with deck plate is analogous to the response wave of the mid-span of the system excepting that the pass is narrowed down in the vicinity of entry and exit points.

4. There is little difference in the shapes of running passes of three cases of running speed except for the times required for passing through the bridges.

5. If we restrict the discussion within this simulation study, it is possible to use simply modified response wave of mid-span of the bridge as a running pass of railway vehicle. Accordingly there is no necessity for calculating troublesome interpolation formula.

The results of last three items of above may be caused by the fact that input waves acting to both supporting points have almost the same period which corresponds to the first order natural period of the bridge system. It is easy to obtain running pass of railway vehicle passing through "vertically" vibrating bridge by making use of the same method employed here.

References

- 1) F. Nagashima and F. Itoh, "A Method of Dynamic Analysis of Parallel Chord Space Truss" Memoirs of Faculty of Technology Tokyo Metropolitan University No. 28, 1978.
- 2) Research Committee on Runnability of Train and Honshu-Shikoku Bridge Authority, "Runnability of Train on Long-spanned Suspension Bridges" March, 1978.
- 3) Research Committee on Runnability of Train and Honshu-Shikoku Bridge Authority, "Report on Runnability of Train in Honshu-Shikoku Bridge" March, 1978.
- 4) Hayato Togawa, "Dynamic Analysis in Finite Element Method" Science Library, Information Computer=33 p 162-170.

⑩ EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON DYNAMIC COUPLING OF CABLE-STAYED BRIDGE

Univ. of Tokyo Member Y. FUJINO , Student P. WARWITCHAI
Member B.M.PACHECO , Student S. OKAMOTO

SUMMARY : The cable-stayed bridge potentially possesses various kinds of dynamic coupling phenomena. An experimental study using a simple cable-stayed beam model was carried out to investigate the mechanisms and characteristics of these coupling phenomena. Linear coupling, auto-parametric coupling of cable and beam, and the swirling of cable were three major types seen in the experiment. Saturation phenomenon of auto-parametric coupling was also observed.

THE EXPERIMENTAL APPARATUS : The model (Fig.1) is a cantilever cable-stayed beam of 2 meters length. Stainless wire rope with distributed lump masses simulates the dynamic characteristics of the stay cable. Turnbuckle is used to adjust the natural frequency of cable. The damping of cable is adjusted by proper size of rubber cover at the anchorages, while viscous damper, a rod immersed in glycerine, is attached to the beam to adjust its damping. In some experimental cases, tie thread is applied to restrain in-plane motion of cable. Hand-made electro-magnetic excitor, in the form of electrical coil immersed in fixed magnetic field, provides an accurate harmonic induced force proportional to the driving electrical current.

Both in-plane and out-of-plane motions of cable are detected by video type position sensor system. In-plane (vertical) and out-of-plane (lateral) motions of beam are detected by strain-gages circuits.

SIMILITUDE : Dimensionless parameters of the model are given in Table 1.

"Beam lateral" and "Beam vertical" in Table 1 mean out-of-plane 1st mode (Fig.2(A)) and in-plane 2nd mode of cable-stayed beam (Fig.2(F)), respectively.

The definition of mode, here, is based on non-coupling condition. When the natural frequency and damping of cable-stayed beam mode are measured, the cable is restrained in order not to oscillate relative to beam. On the other hand, when those of cable mode are measured, the beam is fixed to the reference frame.

Frequency ratios are selected here in such a way that linear coupling and auto parametric coupling of cable-beam can be anticipated either separately or jointly. The other dimensionless parameters, necessary for dynamic similarities, are set in reasonable range of normal cable-stayed bridge.

There are six main experimental cases corresponding to six natural frequencies of cable. For each case frequency sweep test is conducted with fixed amplitude of force, but in some cases the amplitude of excitation force is varied.

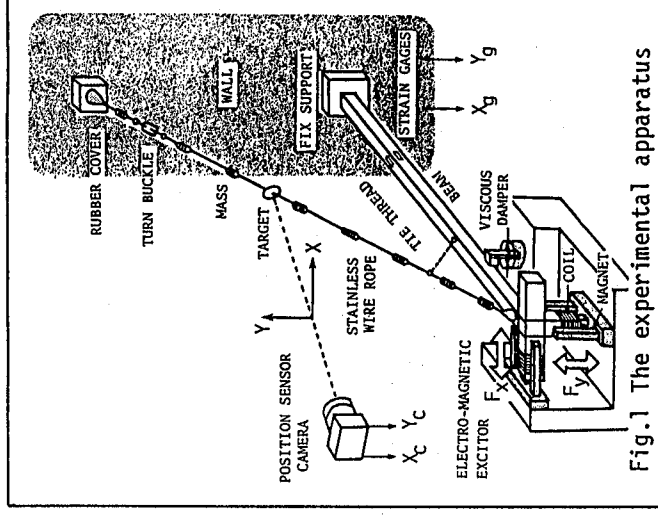


Fig.1 The experimental apparatus

Table 1. Dimensionless parameters of model

Dimensionless parameters	Value
(1) Frequency ratios (Beam vertical)/(Beam lateral) (Cable 1st mode)/(Beam lateral)	2.1 0.85, 0.94, 1.00 1.02, 1.05, 1.06
(2) Logarithmic decrement Cable 1st mode Beam lateral Beam vertical	0.007 0.012 0.018
(3) Effective mass ratios (Beam vertical)/(Beam lateral) (Cable 1st mode)/(Beam lateral)	1.0 0.01
(4) Geometrical ratio $\frac{e}{\theta}$ beam	26.6°
(5) Pre-strain of cable	$3700 \sim 6200 \times 10^{-6}$ (stress 3800~6500ksc)
(6) Stiffness ratio (Longitudinal stiffness of cable) (equivalent stiffness of Beam vertical)	0.15

RESULTS AND DISCUSSION : Only qualitative results and discussion will be given here. Variety of observed dynamic response pattern of model can be summarized into (A)-(I) types shown in Fig. 2.

When the natural frequencies of beam mode and cable were closely spaced, linear coupling was clearly observed (B or G in Fig. 2), like a system of structure and tuned dynamic absorber. When these frequencies were well separated, the linear coupling disappeared, resulting in motion A or F.

For a certain case, in-plane motion of cable was added to the motion B, due to tension-induced nonlinear coupling. This led to motion C, named swirling (see Miles).

The remaining motion types (D), (E), (H) and (I) have one common feature of nonlinear coupling referred to as **auto-parametric interaction**. Vertically excited beam can act as a parametric excitation for in-plane or out-of-plane cable mode. On the other hand, oscillated cable can also act as double frequency

vertical force to the beam. This type of Cable nonlinear coupling usually combined with linear coupling previously mentioned, and the coupling was most pronounced when the ratio of natural frequency of parametrically excited mode to the exciting mode equals 1:2.

The result of test by varying the force amplitude while fixing the frequency is presented in fig. 3. Note that, in this case, the tie thread was installed in the cable to prevent in-plane cable motion. Type (F) of response was changed from stable to unstable steady-state condition when the force amplitude was increased beyond the critical value F_a . The new stable steady-state was (I) type, which has a saturation phenomenon of beam vertical mode; i.e., amplitude of beam oscillation does not increase when the force increases. This is one of the clear non-linear response characteristics possessed by **auto-parametric system** (see Nayfeh sec. 6.5).

Analytical study based on nonlinear vibration theory is in progress, to explain the governing mechanisms. Clear understanding of the various dynamic coupling phenomena is helpful in the proper design of vibration control.

- REFERENCES :** [1] R.A.Ibrahim, "Parametric random vibration", John Wiley & Sons, 1985.
[2] A.H.Nayfeh et al., "Nonlinear oscillations", John Wiley & Sons, 1979.
[3] J.W.Miles, J. Acoust. Soc. Am., Vol.38, p.855-861, 1965.

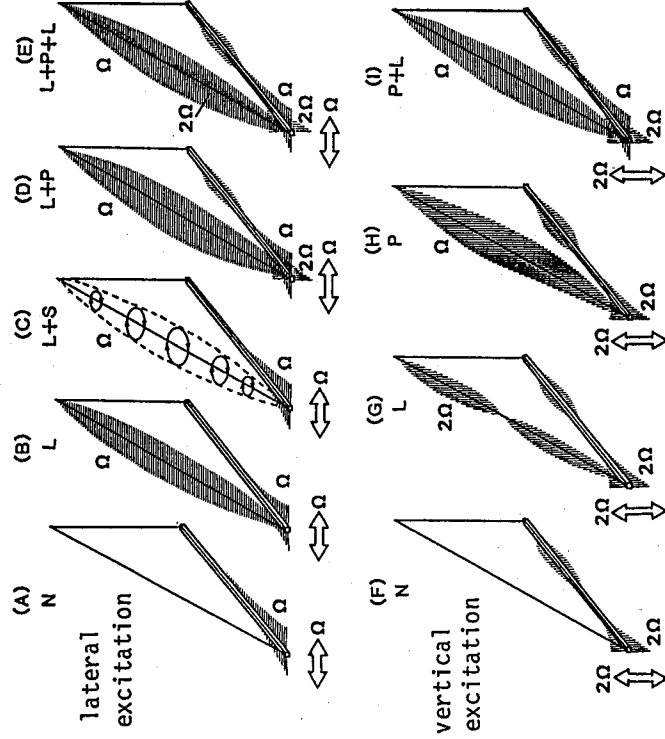


Fig.2 The observed dynamic response pattern

N: non coupling S: swirling (nonlinear coupling)

L: linear coupling P: auto-parametric (nonlinear) coupling

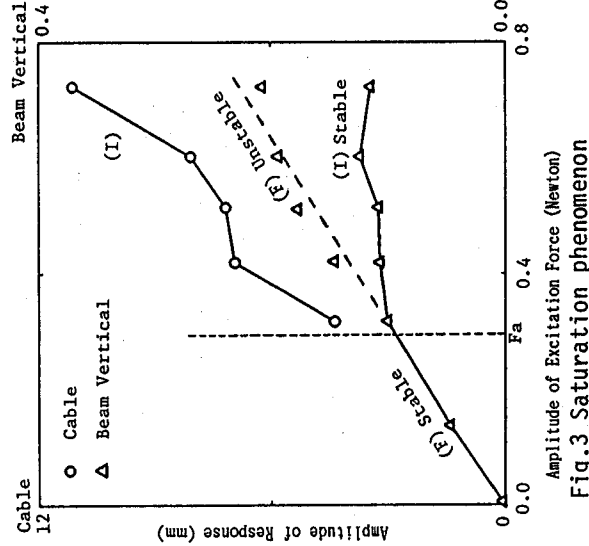


Fig.3 Saturation phenomenon

⑪ EFFECTS OF LIQUID VISCOSITY ON TLD PERFORMANCE

-- EXPERIMENT AND SIMULATION --

Univ. of Tokyo Student M. L.M.Sun
Member Y.Fujino

Member B.M.Pacheco
Student M. P.Chaiseri

INTRODUCTION Among the design parameters of TLD (Tuned Liquid Damper), liquid viscosity significantly affects the effectiveness of TLD at relative small amplitude of oscillation. A nonlinear model for TLD has been proposed by the authors [Ref.1], originally for low-viscosity liquid. The validity of the model for TLD with highly viscous liquid is verified by shaking table experiment. The effects of liquid viscosity on TLD performance are subsequently discussed on the basis of TLD-structure interaction simulations. The TLD tank used is a rectangular container (59.0cm long, 33.5cm wide and 40.0cm high) and is filled with $H=3.0\text{cm}$ depth liquid, corresponding to a natural frequency $f_w=0.458\text{ Hz}$.

NONLINEAR MODEL AND ITS VALIDITY FOR HIGH VISCOUS LIQUID The shaking table experiment uses the same set-up as Ref.1 except for liquid viscosity. The TLD is excited sinusoidally parallel to the 59cm direction of the tank. For three excitation amplitudes, $A=0.2\text{cm}$, 0.5cm and 1.0cm , the excitation frequency f is varied in the range of $0.8 < f/f_w < 1.2$. The viscosities ν of liquid used are $11.2\nu_w$ and $30.0\nu_w$, where $\nu_w=0.01\text{cm}^2/\text{s}$, the viscosity of water. The wave surface elevation near the end wall of TLD container and the base shear force of TLD due to liquid motion (inertia force of TLD tank is cancelled) are measured.

As an example, experimental results and theoretical simulations for the case of $A=0.5\text{cm}$ are compared in Fig. 1. η_{max} and η_{min} are the maximum and minimum values of wave elevation, and F is the amplitude of base shear force. These are nondimensionalized with respect to liquid depth H , and inertia force of liquid (as a

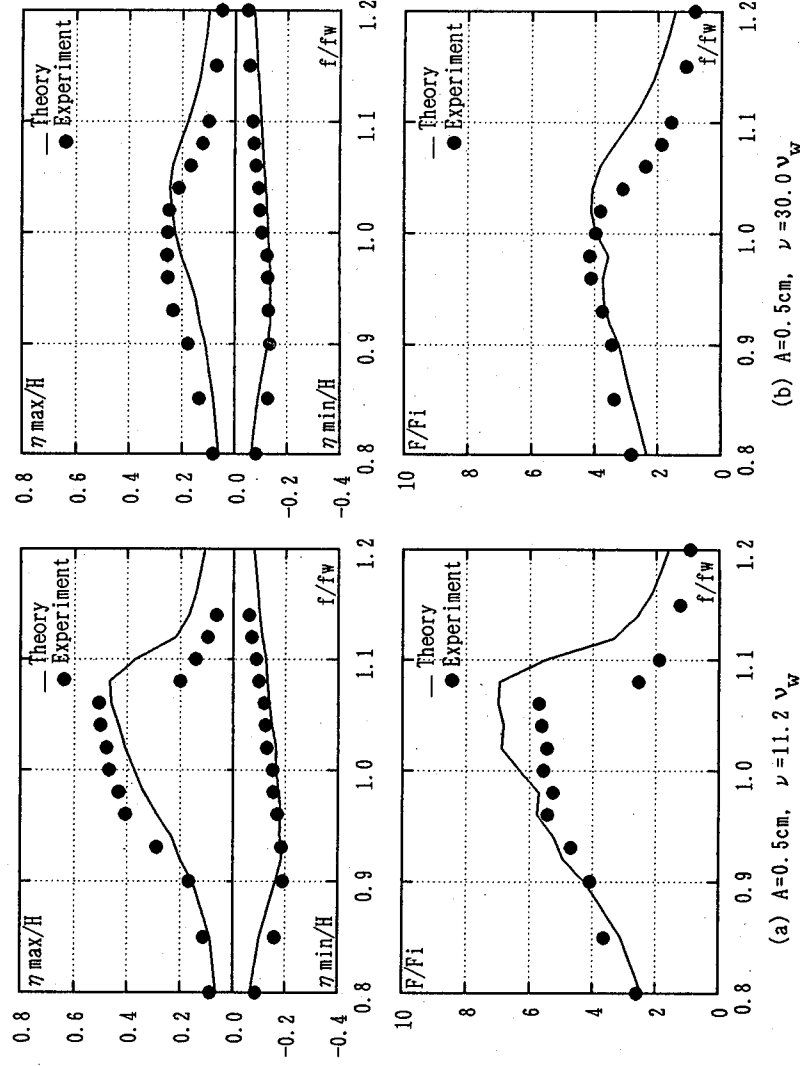


Fig.1 Frequency response of wave surface elevation and base shear force of TLD

solid mass) F_1 , respectively. Between experiments and theoretical simulations, there is some discrepancy in the resonance frequency, but overall agreement is good (Fig.1). From all the experiment cases, it appears that the model can well predict the motion of even high viscosity liquid ($\nu=30\nu_w$) until breaking wave occurs.

TLD-STRUCTURE INTERACTION AND VISCOSITY EFFECTS Consider a SDOF structure ($f=0.458\text{Hz}$, $\xi_s=3.2\%$) subjected to a external force $F_e=F_0\sin(2\pi ft)$ (F_0 is constant) and its resonance amplitude without damper is assumed to be 1.0cm. Effect of TLD with various liquid viscosity is herein studied by the TLD-Structure Interaction model (Fig.2). This nonlinear model has been verified experimentally in Ref.1, for TLD using water. The model is now expected to be valid as well with more viscous liquid, under the limiting condition discussed in the previous section. Numerical simulations of structural response with and without TLD are shown in Fig.3. The liquid mass in TLD is 1% of the structure.

TLDs with liquid viscosity ν_w , $5\nu_w$ and $20\nu_w$, respectively, are used in simulation. In all these cases, the maximum structural response decreases to less than 0.12cm after installing TLD. With low-viscosity liquid (ν_w), the frequency response curve has several local peaks and there are two higher peaks around $f/f_w=0.95$ and 1.05. Increasing liquid viscosity to $5\nu_w$, the local peak values of response curve come down and the value at $f/f_w=1.00$ increases. Then the response curve becomes a one-peak curve when ν is further increased to $20\nu_w$. On the condition that the local peak value of response curve is smallest, the liquid viscosity has an optimal value at about $5\nu_w$ for this example.

The TLD with optimum viscosity as found above, is compared with a TMD whose parameters for mass ratio of 1% are optimized [Ref.2] at damping ratio $\xi_{TMD}=6.1\%$ and tuning ratio $f_{TMD}/f=0.99$. As Fig.4 shows, the TLD and TMD, when both optimized, have comparable effectiveness.

REMARKS Under the continuous free surface (no breaking wave) condition, the nonlinear model for liquid motion previously proposed by the authors, is valid to a fair extent even for high-viscosity liquid ($30\nu_w$). Wave height in TLD is decreased as liquid viscosity increases, for the same excitation amplitude. The damping of liquid motion can be varied by changing liquid viscosity; an optimal liquid viscosity exists that makes the effectiveness of TLD almost the same as TMD.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors wish to thank Mr. K.Fujii of Res. Inst. of Shimizu Corp. and Mr. K.Koga of Univ. of Tokyo for their advice and help during the experiment.

REFERENCES

- [1] Fujino, Y. et.al., J. of Str. Engg. JSCE, 35A, 561-574, 1989. (In Japanese).
- [2] Warburton, G.B. et.al., Earthq. Engg. & Str. Dyn., 8, 197-217, 1980.

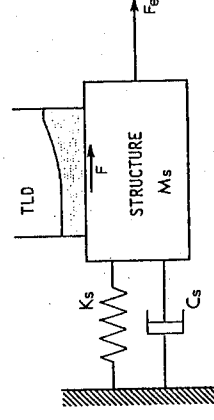


Fig.2 TLD-Structure Interaction model

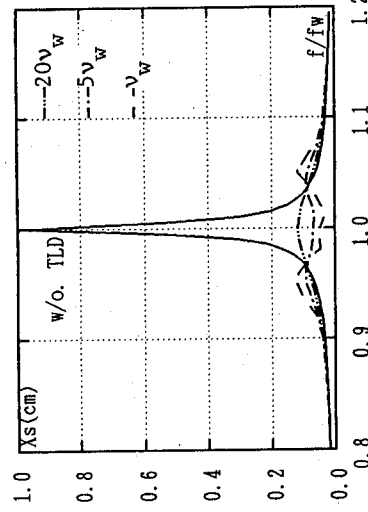


Fig.3 The response of structure with TLD

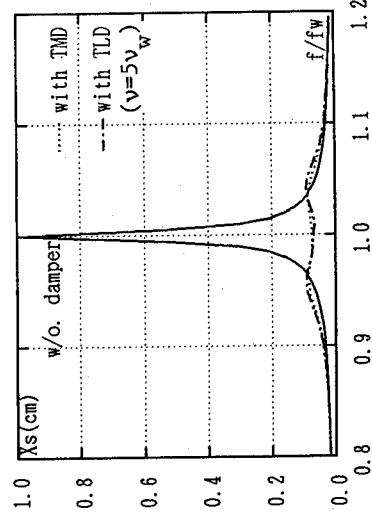


Fig.4 Comparison of TLD and TMD

⑫ FORCED EXCITATION STUDY ON THE EFFECT OF CONTAINER SHAPE ON TUNED LIQUID DAMPER

Univ. of Tokyo Student P. Chaiseri, Member B.M. Pacheco
Univ. of Tokyo Member Y. Fujino, Student L.M. Sun
Shimizu Corp. Member K. Fujii

SUMMARY : The effect of container shape of Tuned Liquid Damper (TLD) was investigated using forced excitation experiments. Water motion inside TLD which depends on the excitation angular frequency ω and amplitude of excitation A was found to be complicated. The performance of circular, annular ring and rectangular TLDs as investigated in terms of energy loss per cycle of vibration, ΔE . Comparisons with the free-vibration study conducted earlier (Ref.1) were made. In the investigated range, the two were found to coincide at large amplitude A where wave breaking occurred.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION : The shaking table set-up of Ref.2 was used for the sinusoidal forced excitation study. Three kinds of container were used as TLD, i.e. a 60 cm diameter circular tank, an annular ring tank with outside and inside diameters of 60 cm and 50 cm, and a 60×33 cm rectangular tank shaking in the direction parallel to the 60 cm side. The water depth h was 2.7 cm, 7.8 cm and 3.6 cm for circular, annular and rectangular tanks respectively, to achieve the fundamental natural frequency f_w of 0.5 Hz ($\omega_w = 3.14$ rad/s). ΔE was considered as a one-cycle integration of product of shaking table displacement x and base shear force F (between TLD and the shaking table) at steady state. Results of the excitation for a range of frequencies are shown in Fig.1 and Fig.2 for circular and annular ring tank respectively.

Fig.1(a) and Fig.2(a) show the relation between nondimensionalized water surface elevation at the end wall

η'_a and excitation frequency ratio ω/ω_w at different amplitude of excitation A . η'_a = water surface elevation/liquid depth h . Wave motion inside the tank showed some complicated pattern especially in the circular tank. () region indicates a planar motion of wave which was observed at ω/ω_w far from resonance. Closer to resonance, motion changed to a "soliton" travelling wave () and became a wave travelling along the wall at around resonance (|||||). The types of wave motion are similar to those described in Ref.3. Besides, at certain ω/ω_w and certain A , one-direction swirling motion () was observed. Two-direction motion, i.e. wave rotates in one direction for a certain duration and then changes to the opposite direction repeatedly, was also observed and is shown as ||||| |||||. In the annular ring tank, the motion of waves travelling along the wall was observed frequently because of the tank boundary confinement.

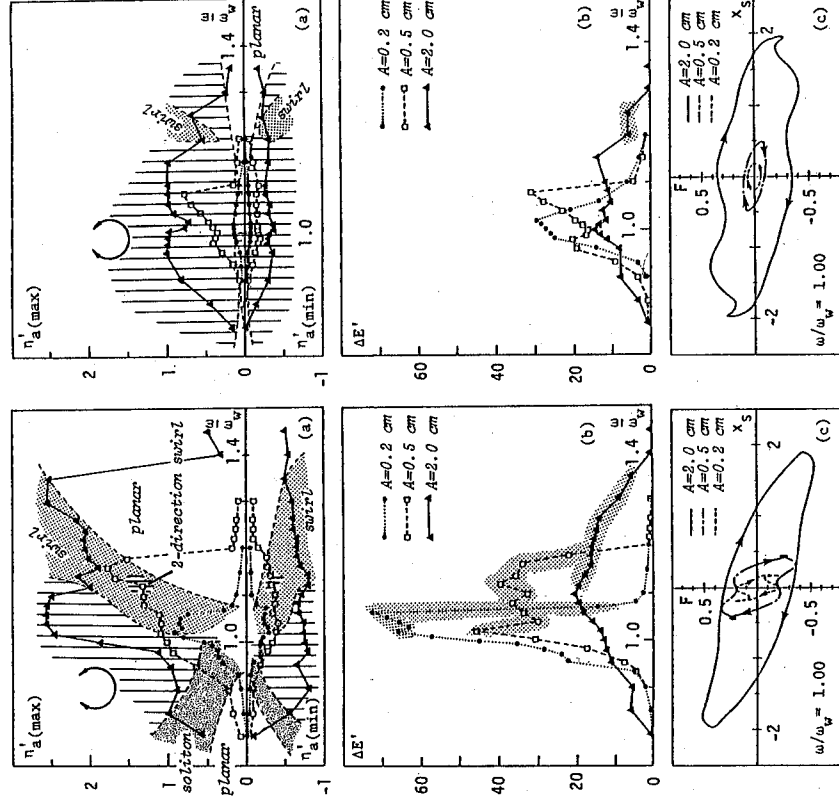


Fig.1 Circular tank case

Fig.2 Annular ring tank case

Fig.1(b) and Fig.2(b) show the nondimensional energy loss $\Delta E'$ which is defined as $\Delta E' = \Delta E / (1/2 m_w \omega^2 A^2)$. m_w = liquid mass. The effectiveness of TLD could be determined partly from $\Delta E'$. As A increased, wave breaking became apparent in the experiment, and the peak of $\Delta E' - \omega/\omega_w$ relation decreased and tended to be flatter. It should be noticed that in the swirling motion region, $\Delta E'$ had a downward trend or a slower rate of increase (at $A = 0.2$ cm, circular tank). Precaution to prevent swirling may be necessary in designing the TLD.

Despite the fact that in a circular tank when $\Delta E'$ is large, water motion was similar to that of an annular tank, $\Delta E'$ of the circular tank was found to be greater than that of the annular tank. This may be because of the ratio of h /half dimension of the tank, a , of the annular tank ($h/a = 0.26$) is larger than the circular tank ($h/a = 0.09$). In deep liquid, there is a dead mass at the bottom that does not move and is ineffective in dissipating energy.

Fig.1(c) and Fig.2(c) show the relation between base shear force F and shaking table displacement $\dot{x}$ at $\omega/\omega_w = 1.00$ for the circular tank and annular tank respectively. It can be seen that for the circular tank at $A = 0.2$ cm, there exists a nonlinearity whereas in the case of the annular tank, whose h/a is larger, the nonlinearity is weaker since the shape of the $F - \dot{x}$ loop is similar to an ellipse. When A increased and wave breaking was observed, e.g. $A = 2.0$ cm, the relation between F and $\dot{x}$ of the two cases tended to become qualitatively similar.

Further investigation using circular and rectangular tanks was done by increasing amplitude A gradually at a certain excitation frequency ω . ω was 3.14 rad/s in order to be the same as the structure natural frequency ω_s of the free-vibration study conducted in Ref.1. The water depth h at tuned condition (Ref.1), was 2.1 cm and 3.6 cm and the ω/ω_w ratio was 1.12 and 1.00 for the circular and rectangular tanks respectively. η'_0 was detected at position x (Fig.3(a)) where only travelling wave can be observed. Fig.3(a) shows the relation between η'_0 and the relative amplitude of excitation $\alpha = A/a$ for the circular tank. Fig.3(b) shows the relation of ΔE and α .

It can be seen that when α is greater than 0.02, there is a sudden increase in ΔE . This correlates to the increase in η'_0 which converges to the value of about 1.0. This limit is a criterion of wave breaking for a very mild slope bottom. The comparison of the free-vibration study (Ref.1) and the forced vibration is shown in Fig.3(b). (For free-vibration with moderate damping, ΔE can be computed from $\Delta E = 2E\delta$, where E = kinetic energy of the structure at n th cycle. δ = logarithmic decrement of structure amplitude at n th cycle.) It can be seen that the $\Delta E - \alpha$ relation of the free and forced vibration are similar when $\alpha > 0.02$, i.e., when wave breaking occurs. At $\alpha < 0.02$, beating in the free-vibration amplitude led to negative $\Delta E'$ results that cannot be correctly interpreted. Since wave breaking dissipates a large amount of energy, i.e. high damping in TLD itself, it may enable the 2-DOF structure-TLD system of the free-vibration test to behave, to some extent, like an SDOF system and, hence, the similarity between the results of the forced and free vibration. At out-of-tuned condition (e.g. $\omega/\omega_w = 0.90$), qualitatively the free and forced vibration coincided; but the similarity was not as well as the tuned condition stated above. The comparison of the rectangular tank at tuned condition also showed the coincidence.

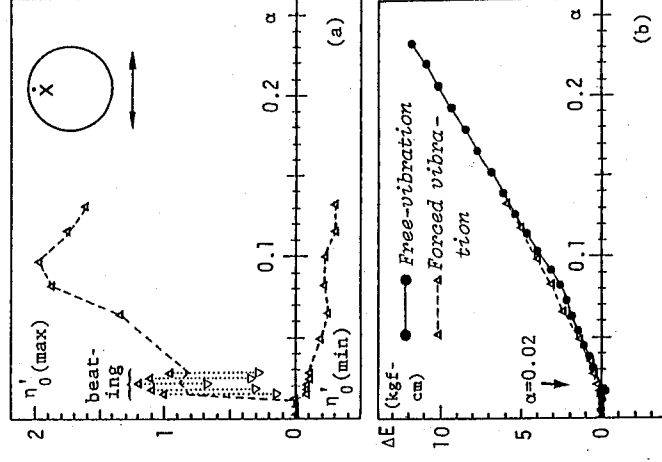


Fig.3 Comparison of Free and Forced vibration experiment

ACKNOWLEDGEMENT : The authors would like to thank Mr. K. Koga, graduate student of the University of Tokyo for his help in the forced excitation experiment.

REFERENCES

- [1] Chaiseri P. et al., Proc. of 43rd Annual Conf. of JSCE, vol.1, pp 680-691, Oct. 1988.
- [2] Fujino Y. et al., J. of Struct. Engr., JSCE, vol. 35A, pp 561-574, Mar 1989.
- [3] Fujino Y. et al., J. of Struct. Engr., JSCE, vol. 34A, pp 603-616, Mar 1988.

⑬ MASS AND DASHPOT REPRESENTATION OF NON-LINEAR PASSIVE MECHANICAL DAMPERS 非線形機械式ダンパーの仮想質量と仮想粘性減衰による特性表示とTLDのモデル化への応用

Benito M. PACHECO and Yozo FUJINO, Members, JSCE
University of Tokyo

SUMMARY 非線形性能機械式ダンパー (図1) の特性が加振実験、シミュレーションあるいは解析解により記述できるとしても、近似モデルを持つことはダンパーの予備的設計あるいは物理的現象の理解には有用と思われる。ここでは、非線形ダンパーの特性を仮想質量と仮想粘性減衰により表わし、それをベースに近似モデルを構築する方法を提案する。次に、本手法をTLD (同調液体ダンパー) の実験結果に適用し、線形TMDモデルの等価パラメータを決定した例を示す。

OBJECTIVES Many passive mechanical dampers (e.g. [1-3]) have amplitude-dependent, i.e., nonlinear, properties. The effectiveness of such dampers may depend on amplitude and frequency of vibration. Shaking-table tests, computer simulations, or analytical solutions for the simpler cases may provide details of nonlinear behavior; but compactly summarized properties as dampers are preferable for preliminary design.

The first objective here is to use the idea of frequency- and amplitude-dependent virtual mass, m_v , and dashpot, c_v , in the description of nonlinear dampers. A procedure to approximate these properties is suggested. Fig.1(a)-(d) are examples of damper that may be attached.

The second objective is to study the possibility of further summarizing these m_v and c_v information. One way is to use an analogy with a model for which the frequency dependence of m_v and c_v are set by a few parameters. For example, a nonlinear TLD (tuned liquid damper) may have a TMD (tuned mass damper) analogy (Fig.1(a)), meaning amplitude-dependent but frequency-independent effective mass, m_a , dashpot, c_a , and natural frequency, ω_a . To avoid confusion, 'virtual' and 'effective' are to be used separately; 'effective' properties are to be independent of excitation frequency.

DEFINITION AND CALIBRATION OF VIRTUAL MASS AND DASHPOT For simplicity consider the SDOF structure without inherent damping in Fig.2(a). The steady-state displacement at the structure-damper interface is harmonic: $x(t) = X \exp(i\omega t)$. Virtual mass, m_v , and dashpot, c_v , (Fig.2(c)) are defined such that the response to $p(t)$ is $x(t)$ in both Figs.2(a) and 2(c).

These m_v and c_v can be related to the interface force $f(t)$ (2(b)). For example, assuming that $f(t)$ is of the form:

$$f = m_v \ddot{x} + c_v \dot{x} \quad (1)$$

then (also see [2]):

$$m_v = \int_0^T f(t) x(t) dt / \pi \omega^3 X^2 = m_v(\omega, X); \quad c_v = \int_0^T f(t) \dot{x}(t) dt / \pi \omega X^2 = c_v(\omega, X) \quad (2), (3)$$

where the integration is over one cycle of $x(t)$; $T = 2\pi/\omega$. If the damper is linear, Eq.(1) is true; and Eqs.(2) and (3) are exact. If the damper is nonlinear, Eq.(1) is approximate, since only the fundamental Fourier component of $f(t)$ would be in the form of the right hand side of Eq.(1). Only that fundamental harmonic contributes in the

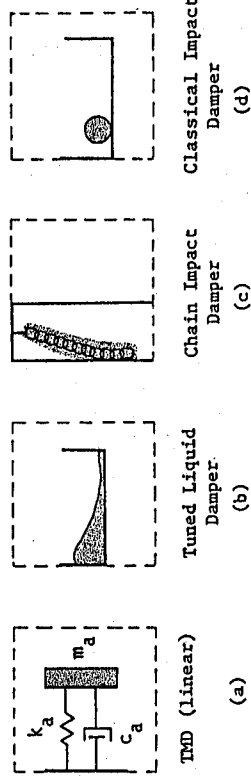


Fig.1 Examples of passive mechanical dampers

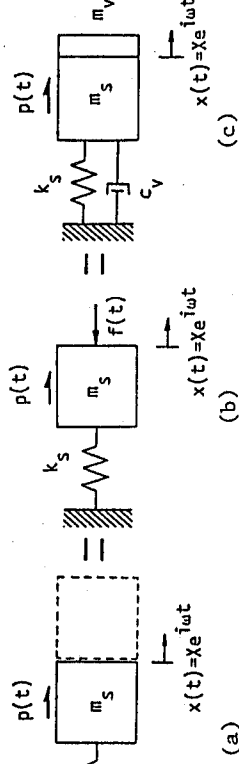


Fig.2 Virtual mass and dashpot in harmonic displacement

integrals of Eqs.(2) and (3), while the final effect of higher harmonics on $x(t)$ is assumed to be secondary.

From discretized records of $f(t)$ and $x(t)$, the integrals of Eqs.(2) and (3) can be evaluated numerically. For example, using the experimental $f(t)$ and $x(t)$ data for the tuned liquid damper of Fig.4 of Ref.1, virtual mass and dashpot were calculated and plotted as points in Fig.3 for two amplitudes of tank oscillation, namely $X=0.1\text{cm}$ (Fig.3(a)) and $X=1.0\text{cm}$ (Fig.3(b)). Note that the fundamental sloshing frequency of this TLD at very small amplitude is 0.458Hz; and the total liquid mass is 5.93kg.

APPLICATION TO EFFECTIVE-TMD ANALOGY OF TLD For TMD with natural circular frequency ω_a , mass m_a , and damping ratio $\xi_a = c_a / 2m_a\omega_a$, the virtual mass and dashpot are simple functions of frequency ratio $\Omega_a = \omega / \omega_a$ and ξ_a (also see [3]):

$$m_v = m_a \alpha + \frac{(1-\Omega_a^2)^2}{(1-\Omega_a^2)^2 + (2\xi_a\Omega_a)^2} \frac{\Omega_a^4}{a} ; \quad c_v = c_a \beta = c_a \frac{(1-\Omega_a^2)^2 + (2\xi_a\Omega_a)^2}{\Omega_a^4} \quad (4), (5)$$

These equations give the curves in Fig.3, using the parameters $f_a = \omega_a / 2\pi = 0.468\text{Hz}$, $m_a = 5.0\text{kg}$, and $\xi_a = 0.02$ for $X = 0.1\text{cm}$ (Fig.3(a)). For $X = 1.0\text{cm}$, $f_a = 0.504\text{Hz}$, $m_a = 5.8\text{kg}$, and $\xi_a = 0.08$. For each amplitude X , the parameters f_a , m_a and ξ_a have been calibrated such that good overall fit is achieved for both mv and cv data. The curves reasonably fit the experimental points for the smaller amplitude (Fig.3(a)). For the larger X (Fig.3(b)), the fit is not so good for mv at high frequencies, but reasonable for cv.

The nonlinearity of TLD is shown in the dependence of effective-TMD parameters f_a , m_a and ξ_a on X . In this example, larger X caused higher f_a , m_a (approaching total liquid mass) and ξ_a .

REMARKS mv and cv properties of nonlinear damper can be used iteratively in calculating the harmonic response even of multi-degree-of-freedom structure. Simple mechanical analogy, when obtainable, simplifies the interpolation and extrapolation of mv and cv on the basis of a reduced number of parameters. Such an analogy also provides a simplified physical model for an otherwise complicated damper.

ACKNOWLEDGEMENT The authors are grateful to Messrs. A. Sulekh, L.M. Sun and P. Chaiseri, Univ. of Tokyo graduate students, for the processing of TLD data.

REFERENCES

- [1] Y. Fujino et al., JSCE J. Struct. Eng., 35A, 561-574, 1989 (in Japanese).
- [2] W. H. Reed, Proc. Wind Effects Bldg. Struct., U. Toronto Press, 284-321, 1968.
- [3] F. E. Reed, Shock and Vibration Handbook, Harris and Crede (ed.), 2e, Ch. 6, 1976.

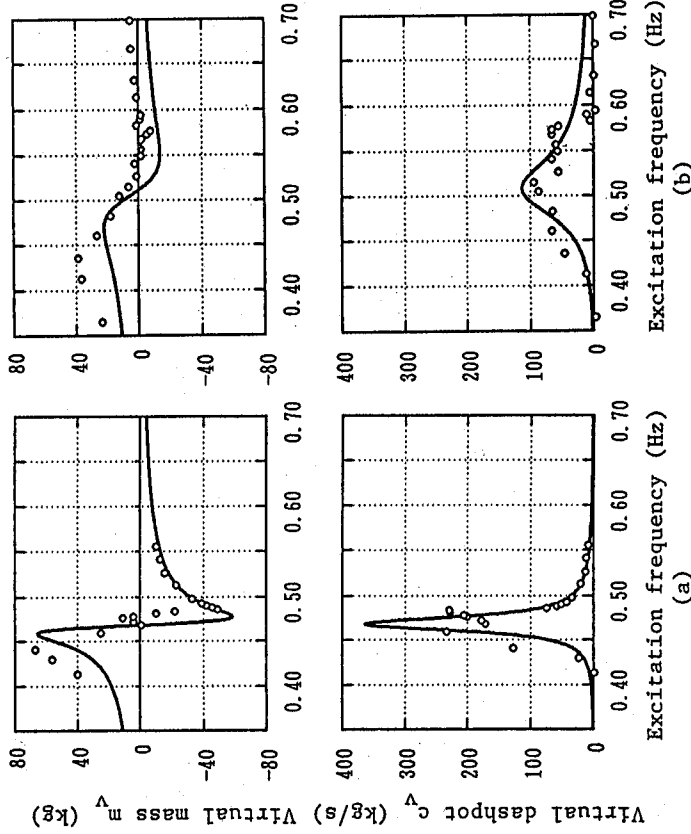


Fig.3 Virtual mass and dashpot of example TLD. (a) $X=0.1\text{cm}$. (b) $X=1.0\text{cm}$.

⑭ 分布質量をもつTuned Mass Damperによるはり構造物の振動制御

山口大学 會 田 忠 義
航 技 研 戸 田 勸

1. まえがき

一般に、分布質量をもつはり及び平板構造物の制振には一自由度系の動吸振器が用いられ、特定点にこれらを設置し、構造物全体の制振を目標としている。特に、極く薄い面構造物に対しては拘束減衰材を部分的に貼付してその目的を達している。本研究は、対象構造物に大きな負荷をかけずに、効率的な制振効果が得られる動吸振器を求めることを目的とした調査の一つであり、ここでは、はり構造物には1次元分布質量をもつはりを、平板構造物には2次元分布質量をもつ平板を動吸振器として用いようとするものである。特に、本研究では、対象構造物と同じ境界条件もつはりあるいは平板を等しく分布するばねとダンパーで対象構造物に連結した動吸振ばりあるいは平板を想定し、その制振理論と適用性を示す。

2. 運動方程式とモード方程式

【はり構造物】

Fig. 1に示す対象ばりと、これと同じ境界条件をもつ動吸振ばりの曲げ振動の運動方程式は、Fig. 2に示す荷重と座標系を用いるとき、式(1)及び式(2)で表わされる。式中、 m_1, m_2 :対象ばり及び動吸振ばりの単位長さ質量、 $E I_1, E I_2$:対象ばり及び動吸振ばりの曲げ剛性、 k :はりの単位長さ当りのばね係数、 c :はりの単位長さ当りの減衰係数、 P :荷重振幅、 ω_a :励振振動数、 δ :Diracの δ 関数

(対象ばり)

$$m_1 \frac{\partial^2 v_1}{\partial t^2} + E I_1 \frac{\partial^4 v_1}{\partial x^4} + c \left(\frac{\partial v_1}{\partial t} - \frac{\partial v_2}{\partial t} \right) + k(v_1 - v_2) = P e^{i\omega_a t} \delta(x-a) \quad (1)$$

(動吸振ばり)

$$m_2 \frac{\partial^2 v_2}{\partial t^2} + E I_2 \frac{\partial^4 v_2}{\partial x^4} + c \left(\frac{\partial v_2}{\partial t} - \frac{\partial v_1}{\partial t} \right) + k(v_2 - v_1) = 0 \quad (2)$$

対象ばりと動吸振ばりが同一境界条件であるとき、両はりの固有関数は同一関数で表わされ、 i 次モードの固有関数を $\phi_i(x)$ とすると、両はりの振動変位は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} v_1 &= \sum_{i=1}^{\infty} \rho_{1i}(t) \phi_i(x) \\ v_2 &= \sum_{i=1}^{\infty} \rho_{2i}(t) \phi_i(x) \end{aligned} \quad (3)$$

式(3)を式(1)及び式(2)に代入し、両辺に $\phi_j(x)$ をかけ x について $0 \sim l$ まで積分し固有関数の直交条件を用いると、次式になる。

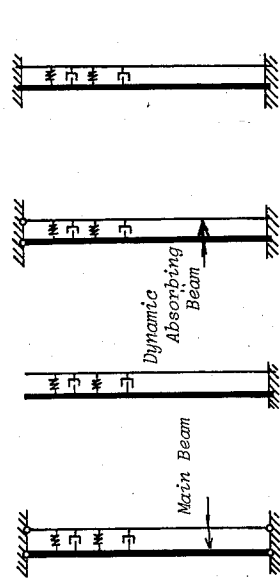


Fig. 1 Beams with a dynamic absorbing beam.

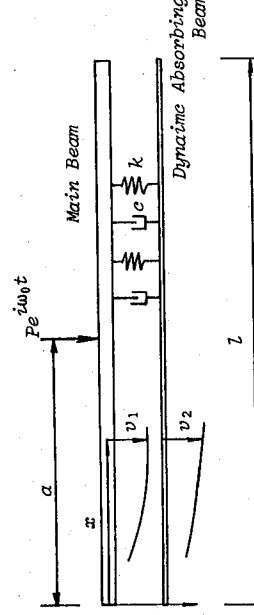


Fig. 2 Load and co-ordinates of a beam with a dynamic absorbing beam.

$$m_1 \ddot{\rho}_{1j} + E I_1 \lambda_j^4 \rho_{1j} + c(\dot{\rho}_{1j} - \dot{\rho}_{2j}) + k(\rho_{1j} - \rho_{2j}) = P e^{i\omega_0 t} \phi_j(a) \quad (4)$$

$$m_2 \ddot{\rho}_{2j} + E I_2 \lambda_j^4 \rho_{2j} + c(\dot{\rho}_{2j} - \dot{\rho}_{1j}) + k(\rho_{2j} - \rho_{1j}) = 0 \quad (5)$$

($j=1, 2, \dots, \infty$)

ここで λ_j は各種境界条件をもつばりの振動数方程式から得られる値中, j 次振動に対するものである。
[平板構造物]

Fig. 3 に示した四辺単純支持された平板を対象に運動方程式とモード方程式を示す。動吸振動平板も対象平板と同じ境界条件をもつものとする。曲げ振動の運動方程式は次式となる。式中, m_1, m_2 : 対象平板及び動吸振平板の単位面積当りの質量, D_1, D_2 : 対象平板と動吸振平板の曲げ剛性, k, c : 平板単位面積当りのばね係数および減衰係数。

(対象平板の運動方程式)

$$m_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial t^2} + D_1 \left(\frac{\partial^4 w_1}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w_1}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_1}{\partial y^4} \right) + c \left(\frac{\partial w_1}{\partial t} - \frac{\partial w_2}{\partial t} \right) + k(w_1 - w_2) = P e^{i\omega_0 t} \delta(x-r) \cdot \delta(x-s) \quad (6)$$

(動吸振板の運動方程式)

$$m_2 \frac{\partial^2 w_2}{\partial t^2} + D_2 \left(\frac{\partial^4 w_2}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w_2}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_2}{\partial y^4} \right) + c \left(\frac{\partial w_2}{\partial t} - \frac{\partial w_1}{\partial t} \right) + k(w_2 - w_1) = 0 \quad (7)$$

今, 四辺単純支持板の固有関数を式(8)で表わし, 対象平板及び動吸振板のたわみを式(9)で表わす。

$$\phi_{ij}(x, y) = \frac{2}{ab} \sin \frac{i\pi x}{a} \sin \frac{j\pi y}{b} \quad (8)$$

$$w_1(x, y, t) = \sum_i \sum_j \rho_{1ij}(t) \phi_{ij}(x, y), \quad w_2(x, y, t) = \sum_i \sum_j \rho_{2ij}(t) \phi_{ij}(x, y) \quad (9)$$

式(9)を式(6)及び式(7)に代入し, 固有関数の直交性を用いて整理すると, 次式になる。

$$m_1 \ddot{\rho}_{1ij} + D_1 \lambda_{ij}^4 \rho_{1ij} + c(\dot{\rho}_{1ij} - \dot{\rho}_{2ij}) + k(\rho_{1ij} - \rho_{2ij}) = P e^{i\omega_0 t} \phi_{ij}(r, s) \quad (10)$$

$$m_2 \ddot{\rho}_{2ij} + D_2 \lambda_{ij}^4 \rho_{2ij} + c(\dot{\rho}_{2ij} - \dot{\rho}_{1ij}) + k(\rho_{2ij} - \rho_{1ij}) = 0 \quad (11)$$

$$(i, j=1, 2, \dots, \infty)$$

ここで, $\lambda_{ij}^4 = \{ (i\pi/a)^4 + 2(i\pi/a)^2(j\pi/b)^2 + (j\pi/b)^4 \}$ である。

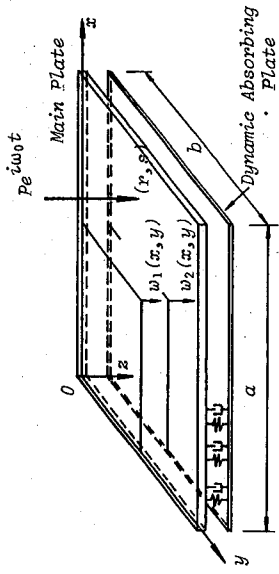


Fig. 3 Load and co-ordinates of a plate with a dynamic absorbing plate.

3. モード座標系におけるモデル化

Fig. 3に示す2質量3ばね系の運動方程式は式(6)及び(7)で表わされ

$$m_1 \ddot{v}_1 + k_1 v_1 + c_2 (\dot{v}_1 - \dot{v}_2) + k_2 (v_1 - v_2) = P e^{i\omega_0 t} \quad (12)$$

$$m_2 \ddot{v}_2 + k_3 v_2 + c_2 (\dot{v}_2 - \dot{v}_1) + k_2 (v_2 - v_1) = 0 \quad (13)$$

上式においてはばね構造物では、下記のように置き換えることにより、式(4)及び(5)に、

$$k_1 = E I_1 \lambda_{1j}^4, \quad k_2 = k, \quad c_2 = c, \quad k_3 = E I_2 \lambda_{2j}^4 \quad (14)$$

$$v_1 = \rho_{1ij}, \quad v_2 = \rho_{2ij}, \quad P = P \phi_j(a),$$

平板構造物では、下記のように置き換えることにより、式(10)及び(11)に置換される。

$$k_1 = D_1 \lambda_{1j}^4, \quad k_2 = k, \quad c_2 = c, \quad k_3 = D_2 \lambda_{2j}^4 \quad (15)$$

$$v_1 = \rho_{1ij}, \quad v_2 = \rho_{2ij}, \quad P = P \phi_{ij}(r, s)$$

したがって、本研究のFig. 1に示す振動系すべて

についてのj次モードについては等しくFig. 3に示す2質量3ばね系に置換されることがわかる。

すなわちj次モードについてのモデルはFig. 5の

通りである。対象ばりのたわみ式(3)の第1式より

明らかにように1次振動を制振する場合、Fig. 5

(a)において、j=1として、次の方法により最適

な m_1/m 、 k_2 、 c_2 、 $E I_2$ を求めることにより動

吸振ばりが得られる。平板構造物についても同様

である。

4. 2質量3ばね系における動吸振器の最適化。

式(12)及び式(13)の強制振動に注目して、振動変位を $v_1 = A_1 e^{i\omega_0 t}$, $v_2 = A_2 e^{i\omega_0 t}$ で表わ

すとき、 v_1 及び v_2 の実振幅 A_{r1} 、 A_{r2} はそれぞれ次式になる。

$$\frac{A_{r1}}{y_{st}} = \frac{(f_2^2 + f_3^2 - g^2)^2 + 4g^2 h^2}{\{(1 - g^2)(f_2^2 + f_3^2 - g^2) - \mu f_2^2 (g^2 - f_3^2)\}^2 + 4g^2 h^2 \{-g^2(1 + \mu) + 1 + \mu f_3^2\}^2} = Y_1 \quad (17)$$

$$\frac{A_{r2}}{y_{st}} = \frac{f_2^4 + 4g^2 h^2}{\{(1 - g^2)(f_2^2 + f_3^2 - g^2) - \mu f_2^2 (g^2 - f_3^2)\}^2 + 4g^2 h^2 \{-g^2(1 + \mu) + 1 + \mu f_3^2\}^2} = Y_2 \quad (18)$$

ここで、 $y_{st} = P/k_1$, $f_2 = \nu_2/\nu_1$, $f_3 = \nu_3/\nu_1$, $g = \omega_0/\nu_1$, $h = a_2/\nu_1$, $\mu = m_2/m_1$, $\nu_1^2 = k_1/m_1$, $\nu_2^2 = k_2/m_2$, $\nu_3^2 = k_3/m_2$, $2a_2 = c_2/m_2$ 。

今、定点理論により、主振動系に注目して最適な振動効果を与える条件を求める。Fig. 4において主振動系が非減衰の場合、 $h(C_2)$ の変動にともなって、式(17)で与えられる共振曲線は、Fig. 6のようにな

り、定点P及びQを曲線は通るので、P点及びQ点

の高さを等しく、かつ最も低くなるときのパラメー

タの関係を求める。

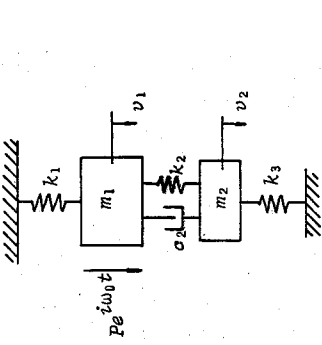


Fig. 4 Two degrees of freedom system.

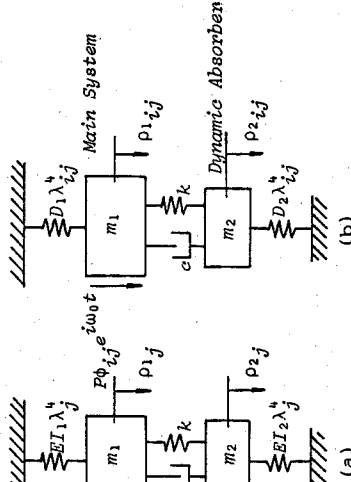


Fig. 5 Two degrees of freedom models. (a) Model for j-th mode of a beam; (b) model for ij-th mode of a plate.

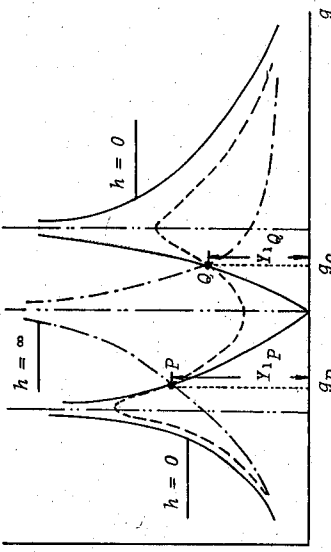


Fig. 6 Response of amplitude for varying frequencies of excitation.

P及びQ点は $h=0$ のときの Y_1 曲線と $h=\infty$ のときの Y_1 曲線の交点より求められ、 Y_{1P} と Y_{1Q} を等しくするための調査条件として次式が得られる。

$$f_2^2 = \frac{1-f_3^2}{(1+\mu)^2} \quad (20)$$

このときの g_P, g_Q 及び Y_{1P} は次式で与えられる。

$$g_P = \frac{1+\mu f_3^2}{1+\mu} + \frac{1}{1+\mu} \sqrt{\frac{\mu\{1-f_3^2(2+f_3^2)\}}{2+\mu}} \quad (21)$$

$$Y_{1P} = \sqrt{\frac{2+\mu}{\mu\{1-f_3^2(2+f_3^2)\}}} \quad (22)$$

次に、近似的であるが、共振曲線の極大値がP及びQ点になるように減衰 h を求める。すなわち、式(10)を g で微分し極値を与える条件を求め、これにP点とQ点の高さが等しくなる条件式(20)、このときの g_P (式(21))及び Y_{1P} (式(22))を代入することにより、減衰 h が求められ、次式となる。

$$h^2 = \frac{\mu(f_3^2-1)+(1+\mu)}{2+\mu} \sqrt{\frac{\mu\{1-f_3^2(2+f_3^2)\}}{2+\mu}} \frac{[(3+\mu)\{1-f_3^2(2+f_3^2)\}]}{4(1+\mu)^3[(\mu f_3^2+1)^2(2+\mu)-\mu\{1-f_3^2(2+f_3^2)\}]} \\ + (1-f_3^2)(\mu f_3^2+1)(2+\mu) + \mu\{(1-f_3^2)+(3+\mu)(\mu f_3^2+1)\}\{1-f_3^2(2+f_3^2)\} \\ \times \sqrt{\frac{2+\mu}{\mu\{1-f_3^2(2+f_3^2)\}}} \quad (23)$$

したがって、2質量3ばね系の最適設計は、副振動系の質量 m_2 を μ の板定のもとで決定し、主振動系の制限振幅 Y_{1P} を決めたとき、式(22)より、適正な付加ばね $k_3(f_3^2)$ が決定される。以上で決められた μ と f_3^2 のもとで適正な2次ばね $k_2(f_2^2)$ が式(20)より、ダンパーの減衰係数 $c(h)$ が式(23)より決定される。このことをFig. 1あるいはFig. 3に示す振動系について言えば、動吸振ばりあるいは板の質量 m_2 を決め、対象構造物の最大許容振幅を決めれば、動吸振ばりあるいは板の曲げ剛性 $E I_2$ 、 D_2 が k_3 から、ばね係数 k が k_2 から、さらに、ダンパーの減衰係数 c が h より求められこととなる。

5. 結び

本報文は、対象構造物と同一の境界条件をもつ動吸振ばりあるいは板を装着することにより及び板の制振を試みたものである。対象構造物と動吸振ばりあるいは板の境界条件と同一にすると、この系はモード座標系においてFig. 4の2自由度に置換され、定点理論より求められた最適調整条件より設計可能となった。本報文では、既述のように対象構造物を同一境界条件をもつ動吸振ばりあるいは平板のみを取り扱ったが、動吸振ばりあるいは平板に自由境界をもつものあるいは対象構造物全体ではなくて部分的に装着するケースも考えられる。これらの場合は、系をFig. 4のようにモデル化できず、やや複雑なものとなるが、制振効果について調査の必要があろう。また、本研究で示した動吸振器としてのばね及びダンパーは一定のものであるが、これを場所の関数とすることにより、より効率のよい動吸振器が得られるものと考ええる。本研究は数値計算例もなく、不完全なものである。構造物の制振技術の向上に資することがあれば幸いである。

参考文献

- 1) 松平 精：基礎振動学，共立出版，pp. 145～161。

⑮ ケーブル制振用ダンパーの実施例とその粘性減衰係数設定に関する一考察

川田工業(株) 米田 昌弘
川田工業(株) 前田 研一

1. まえがき

斜張橋は、吊橋に次いで剛性の低い柔構造物であることから、桁部の耐風設計にあたっては、従来より風洞模型実験を実施して、動的耐風安定性を詳細に検討している。しかしながら、斜張橋の長径間化に伴うケーブルの長大化およびボリエチレン管被覆の太径ケーブルの一般化を契機に、Wake galloping や Rain vibration 等の風によるケーブル自身の振動が大きき問題として取り挙げられ、初期の設計段階からケーブル振動の対処方法について検討する機会も多くなっている。

斜張橋ケーブルの風による振動に対処する方法として、欧米ではケーブルにダンパーを挿入する方法が積極的に採用されているのに対し、わが国ではたとえば写真-1に示すように、ピアノ線や特殊な治具でケーブル同志を結合する方法が採用されてきた。しかしながら、荒津大橋でケーブルにダンパーを挿入する方法がはじめて採用され¹⁾、確実な制振効果が得られたことから、ダンパー方式は有効なケーブル制振対策方法として注目を浴びつつある。また、桁とケーブルが連成振動を生じる可能性の高いマルチケーブル形式斜張橋では、連成振動に関係する特定のケーブルにダンパーを挿入すれば、ケーブル部のみならず桁部の構造対数減衰率も増加できる²⁾ことから、わが国においても、今後、ケーブルにダンパーを挿入する制振方法を積極的に検討する機運が高まるものと予想される。

ところで、ケーブルにダンパーを挿入した場合の減衰付加効果は、複素固有値解析を実施すれば推定でき、減衰付加効果に関与する粘性減衰係数の大きさやダンパー設置高さの影響を、斜張橋ケーブルの全段について検討することは、非常に複雑で多大の労力と費用を要する検討作業となる。それゆえ、実務設計を円滑に進めるためには、ケーブルにダンパーを挿入した場合の減衰付加効果を簡単に推定できる手法の確立が望まれよう。

このような観点から、本研究では、実務設計の便を考え、まず、ケーブル制振用ダンパーの実施例をまとめる。次に、複素固有値解析の労力を低減させるため、初期の検討段階では実用上十分な精度でケーブルにダンパーを設置した場合の構造減衰付加効果を推定する手法³⁾を提案する。

2. ケーブル制振用ダンパーの実施例

諸外国では、風によって斜張橋のケーブルが振動した場合の制振対策として、ケーブルにダンパーを挿入する方法が一般に採用されている。代表的な適用例として、プロトンヌ橋(写真-2)、キューブルプラント橋(写真-3)、サンシャインスカイウェイ橋(写真-4)、チャールン橋(写真-5)等を挙げることができる。これらの写真からも判るように、欧米で採用されてきた従来のダンパー方式は、美観的に改良の余地が残されており、また、ダンパーの粘性減衰係数設定にあたっては必ずしも複素固有値解析を実施していないようである。

わが国ではじめてダンパー方式を採用した荒津大橋では、写真-6、-7からも判るように、ダンパーは高欄より低い位置に設置されており、美観上の問題はほとん

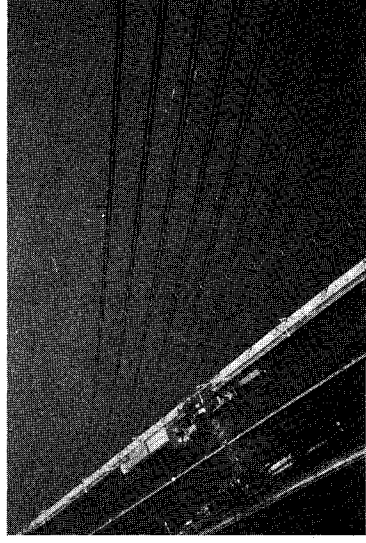


写真-1 横石島橋のケーブル制振方法

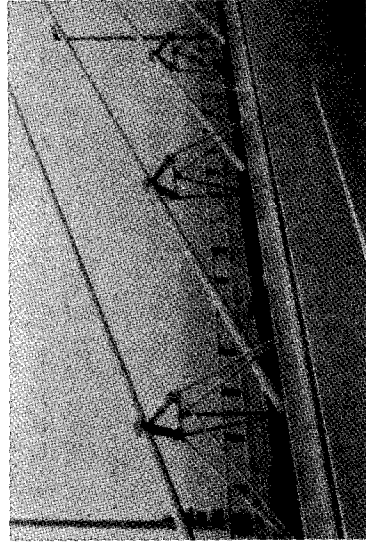


写真-2 プロトントヌ橋のケーブル制振方法

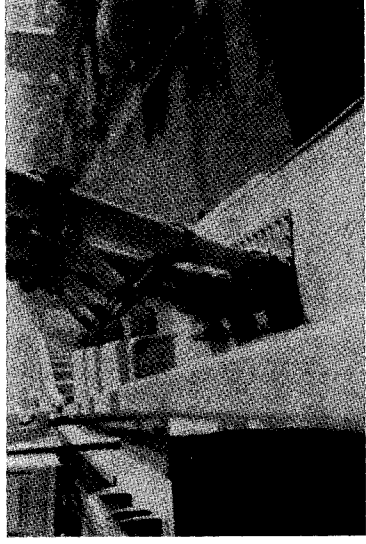


写真-3 キューブルブリント橋のケーブル制振方法

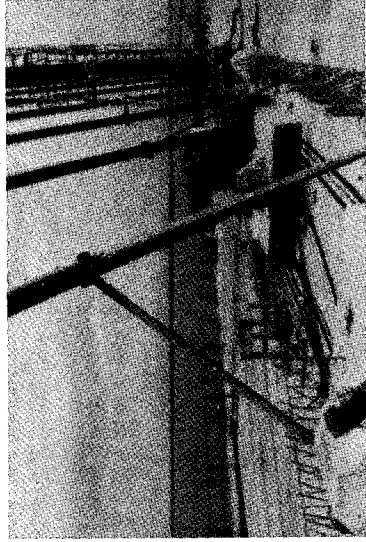


写真-4 サンシャインスカイウェイ橋
のケーブル制振方法



写真-5 チョルン橋のケーブル制振方法

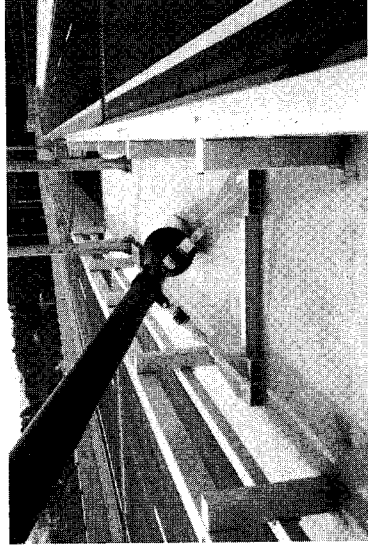


写真-6 荒津大橋のケーブル制振方法（その1）

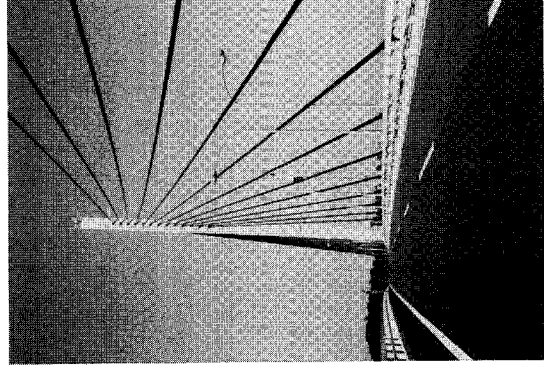


写真-7 荒津大橋のケーブル制振方法（その2）

どないと考えて良い。また、複素固有値解析を実施して、ダンパーの所要粘性減衰係数を設定しており、ケーブル制振用ダンパーを工学レベルまで高めた業績は評価に値しよう。

3. 構造減衰付加効果の簡易推定法

図-1に示すようなケーブルモデルを対象として、その構造諸元を種々変化させた場合の複素固有値解析を実施し、解析結果を詳細に検討した。その結果、ダンパーの粘性減衰係数Cと付加される構造対数減衰率 δ の関係は、おおよそ図-2のように仮定できることが判った。それゆえ、ケーブルに任意の粘性減衰係数Cを有するダンパーを設置した場合の構造対数減衰率 δ は、次式で推定できることになる。

$$\delta = \begin{cases} \delta_{\max} \times \frac{C}{C_{opt}(1-0.3)} & \{0 < C_{opt}(1-0.3)\} \\ \delta_{\max} & \{C_{opt}(1-0.3) < C \leq C_{opt}\} \\ \delta_{\max} \times \left\{ 1.0 - \frac{0.18}{C_{opt}(1-0.3)} \times (C - C_{opt}) \right\} & \{C_{opt} < C \leq 2.5C_{opt}\} \\ \delta_{\max} \times \left\{ 0.614 - \frac{0.09}{C_{opt}(1-0.3)} \times (C - 2.5C_{opt}) \right\} & \{2.5C_{opt} < C \leq 4.0C_{opt}\} \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \end{cases} \quad (1)$$

式(1)を具体的に適用するにあたっては、ダンパー設置後の構造減衰が最大となる最適粘性減衰係数 C_{opt} とそれに対応する構造対数減衰率の最大値 $\delta_{\max}$ が必要となる。以下に、それぞれの設定方法について述べる。

(1) 最適粘性減衰係数 C_{opt}

ダンパー設置後の構造減衰が最大となる最適粘性減衰係数 C_{opt} を設定するにあたり、まず、以下に示すパラメーター P_c を導入する。

$$P_c = \frac{\sin^2 n \pi x_1 / l}{w \times l \times f_n / g} \times \frac{1}{x_1} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 l はケーブル長、 x_1 はケーブル端部からダンパー取付け位置までの距離、 w はケーブルの単位長さ当りの重量、 g は重力加速度である。また、 f_n は n 次そ

ケーブル長	1	80 @ 2.5 = 200 m
断面積 A	c	0.015 m ²
重量 w		0.130 t/m
張力 T		550.0 t

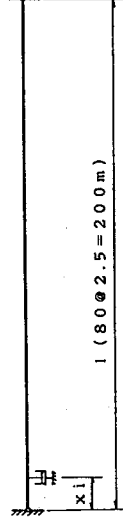


図-1 対象としたケーブルモデル

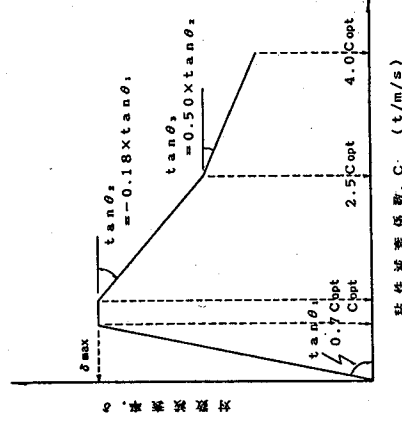


図-2 C- δ 図の仮定

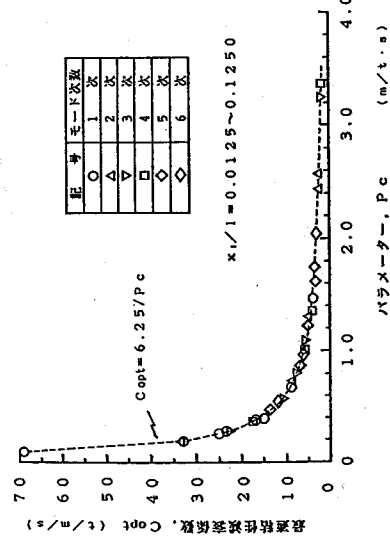


図-3 パラメーター P_c と最適粘性減衰係数 C_{opt} の関係

一 ードの固有振動数であり、 T を張力とすると $f_n = n/2 \sqrt{gT/w}$ で計算できる。

上述のパラメーターを導入すれば、図-3から判るように、最適粘性減衰係数 C_{opt} は、振動モード形状にほとんど依存せず、パラメーター P_c と以下のように関係づけられる。

$$C_{opt} = \frac{6.25}{P_c} \dots\dots\dots (3)$$

(2) 構造対数減衰率の最大値 δ_{max}

ダンパー設置後の構造対数減衰率の最大値 δ_{max} を設定するにあたり、まず、 C_{opt} に対応する複素固有値解析で得られた構造対数減衰率と従来から知られている振動エネルギー法に基づく算定式⁴⁾において $C = C_{opt}$ とした場合の値とを比較してみた。1次振動モードに対する比較結果を図-4に示す。

この結果より、振動エネルギー法に基づく算定式において $C = C_{opt}$ とした場合の構造対数減衰率を補正する係数 α を導入し、その値を

$$\alpha = 0.45 + x_1 / 1 \dots\dots\dots (4)$$

とすれば、1次振動モードに対する δ_{max} は、

$$\delta_{max} = \frac{\sin^2 n\pi x_1 / l}{w \times l \times f_n / g} \times C_{opt} \times \alpha \dots\dots\dots (5)$$

($n=1$)

なる式でおおよそ推定できることが判る。なお、ここで、2次以上の高次振動モードに対する δ_{max} は、式(5)で与えられる1次振動モードの δ_{max} で代用できる。

図-5に示す実橋の斜張ケーブルに着目し、本実用算定式の適用性について検討した。着目するケーブルは、中央径間側の1段目(最上段)、6段目、11段目(最下段)ケーブルであり、それぞれ $C1$ 、 $C6$ 、 $C11$ ケーブルと記すことにする。対象とした斜張橋の上、下流側ケーブルはそれぞれダブルケーブルであるが、着目ケーブルの一本当りの構造諸元は表-1に示す通りである。

ケーブル制振対策としてダンパー方式を採用する場合、制振効果を効率良く期待するためには、桁側のケーブル緩衝装置を除去するか、あるいは許容できる範囲内でケーブル定着点側に移動させることが望ましい。ここでは、桁側のケーブル緩衝装置を除去しても差し支えないと考え、ダンパー(減衰力は速度比例型)をケーブル定着点から2.0mの高さのケーブル法線方向に取り付けるものと仮定した。それゆえ、 $C1$ 、 $C6$ 、 $C11$ ケーブルに対する x_1/l 値は、それぞれ 0.0235 、 0.0286 、 0.0364 となる。

それぞれのケーブルに対する、実用算定式による推定結果と複素固有値解析結果とを比較した。その結果の一部を図-6～-8に示す。これらの図より、式(1)による推定値は、複素固有値解析結果に比べ幾分小さく、設計にとって安全側の傾向を示しているものの、両者の結果はおおむね良く一致していることが判る。

4. あとがき

本文では、ケーブル制振用ダンパーの実施例をまとめたとともに、ケーブルにダンパーを挿入した場合の減衰付加効果を簡単に推定できる実用算定式を提案した。提案した実用算定式は、比較的簡単に、しかも比較的良い精度でダンパーの減衰付加効果を推定できることから、初期の概略設計段階のみならず詳細検討段階における複素固有値解析の実施回数を低減させる上で、非常に有効である。本論文が、ケーブル制振用ダ

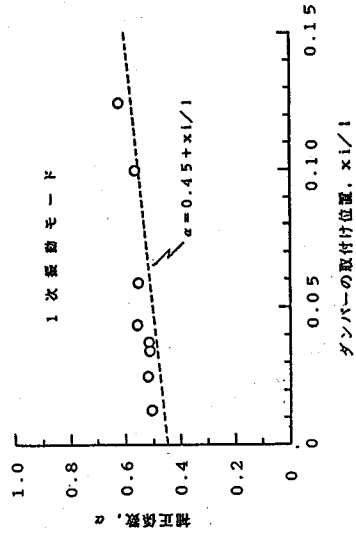


図-4 ダンパーの取付け位置 ξ/l と補正係数 α の関係

表-1 対象としたケーブルの構造諸元

ケーブル名称	ケーブル長 l (m)	断面積 A _c (m ²)	重量 w (t/m)	張力 T (t)
C1	215.11	0.0090	0.0986	376.8
C6	152.82	0.0056	0.0618	193.5
C11	92.28	0.0071	0.0783	310.8

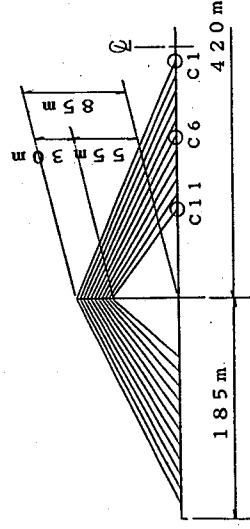


図-5 対象とした斜張橋

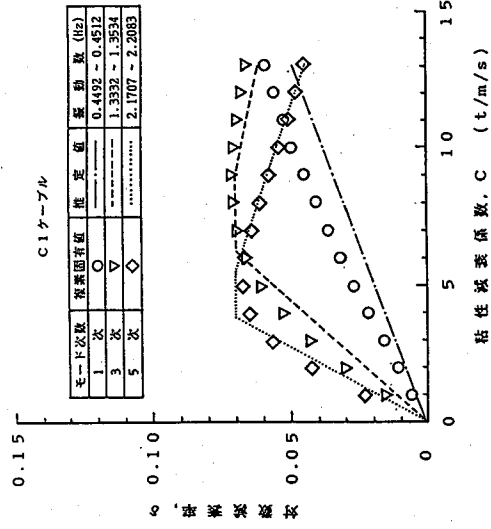


図-6 複素固有値解析結果と実用算定式による推定値の比較 (C1ケーブル)

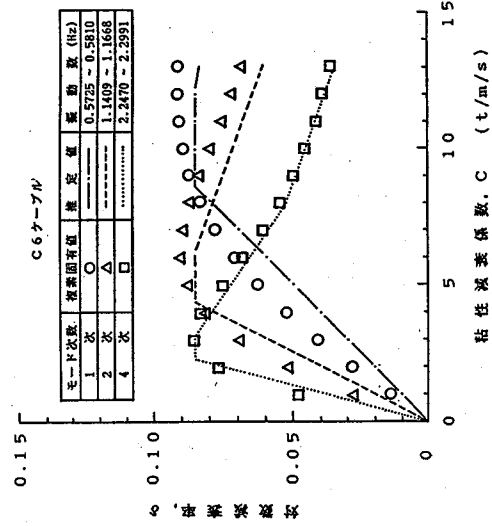


図-7 複素固有値解析結果と実用算定式による推定値の比較 (C6ケーブル)

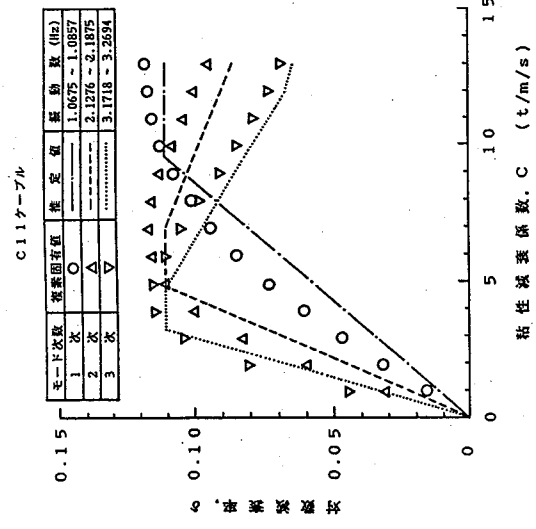


図-8 複素固有値解析結果と実用算定式による推定値の比較 (C11ケーブル)

ンバーを検討する際の一助になれば幸いである。

なお、わが国においても、ダンパー方式がケーブル制振対策として一般化し、複素固有値解析結果と実測値との比較対比データが蓄積されれば、実橋ケーブルにおける実際の構造減衰付加効果についても詳細な検討が実施できるものと考えられる。この方面における今後の研究に期待したい。

最後に、チョルン橋と荒津大橋の写真をそれぞれ御提供いただいた東京大学・藤野陽三助教授、九州産業大学・吉村 健助教授に、心からお礼を申し上げます。

【参考文献】

- 1) Yoshimura, T., Tanaka, T., Sasaki, N., Nakaya, S. and S. Higa: Rain-Wind Induced Vibration of the Cables of the Aratsu Bridges, Proc. of 10th National Symposium on Wind Engineering, pp.127~132, December, 1988.
- 2) 前田研一・米田昌弘：マルチケーブル形式斜張橋の構造減衰特性に及ぼすケーブルダンパーの効果，土木学会論文集，第404号/I-11, pp.451~454, 1989年4月.
- 3) 米田昌弘・前田研一：ケーブル制振用ダンパーの粘性減衰係数設定に関する一考察，土木学会論文集へ投稿中，1989年3月.
- 4) たたとえば，倉西 茂・高橋龍夫：ダンパーをもつ梁のたわみ振動，土木学会論文報告集，第187号，pp.9~22, 1971年3月.

⑬ 動吸振器による渦励振抑制の検討

㈱オリエンタルコンサルタンツ 田中 努
同 上 葛西 俊二
同 上 橋 義規
同 上 大竹 省吾

1. はじめに

港湾部に建設される橋梁は、航路を横断するために長スパンでハイピアになる場合がある。このような橋梁は、1次のたわみ振動が長周期になるため、風による鉛直たわみ振動（渦励振、ギャロッピング）が比較的低風速で問題となる傾向にある。特に渦励振は、設計風速よりはるかに低い風速域でも発生する可能性が高く、橋梁の使用性や耐久性から適切な制振対策を考慮する必要がある。

筆者らが検討した橋梁は、図-1に示すようなメインスパンが約210mの3径間連続鋼床版鋼箱桁橋である。桁断面は、表-1のような諸元を持つ変断面の1Box形式である。本橋の耐風安定性を既往の提案式（文献1）により検討した結果、渦励振が風速15m/s以下で発生し、最大振幅は25~33cmと予測された。

渦励振に対しては、これまで種々の安定化対策が考案されているが、筆者らは本橋に動吸振器（Dynamic Vibration Absorber）としてTMD（Tuned Mass Damper）を設置することにより、渦励振を抑制する方法を検討した。以下にその概要を述べる。

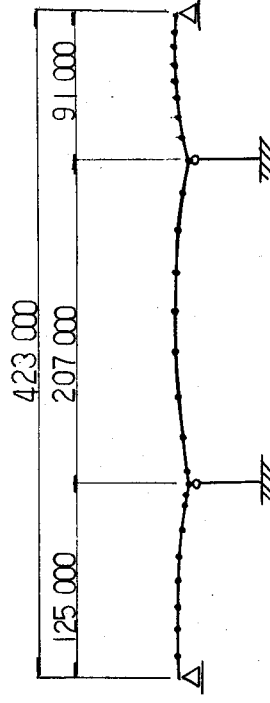


図-1 対象橋梁のモデル

表-1 対象橋梁の諸元

断 面 形 状		構 造 諸 元
全 幅	18.2 m	単位長さ当りの重量 18.9 t/m
主 桁 高	5.5~9.0 m	断 面 積 0.7~1.3 m ²
主 桁 幅	10.0 m	断面2次モーメント 3.8~19.7 m ⁴

2. TMDの検討

TMDは本来、対象とする構造系に入力される外力の卓越振動数に同調させた質量・ばね系を設置し、その系の振動により、外力と逆向きで同じ大きさの反力を対象構造系に与えるもので、付加した質量・ばね系に減衰がなく理想的な共振状態になった場合には対象構造系は静止する。しかし、共振振動数と少しずれた振動数の外力に対しては、かなり大きな応答が生じてしまう。本検討では橋桁の渦励振を対象とするため、外力の振動数は、耐風安定上問題とする対象構造系のたわみ振動の固有振動数と一致していることになる。実橋の固有振動数を正確に算定することとは難しく、また渦励振発生中と言えども、実際にはただ一つの振動数で振動し続けるわけではないから、減衰のない質量・ばね系を設置した場合には、上記のような大きな応答の発生を許すことになる。

このTMD設置後に大きな応答を生じさせるピークは、一般に設置前の固有振動数の前後に1つずつあるが、この2つのピークの応答倍率の値を最小にする「最適減衰数」と「最適減衰」が存在し、これを解析的に求められることが解っている（文献2）。

TMDの最適減衰は、TMDの質量が大きいほど大きな傾向があり、装置の規模によっては、実現できない可能性がある。そこで、図-2のように1質点系の対象構造系に、TMDを設置したモデルを考え、最大応答変位の変化を検討した。対象構造系の最大変位を表-2に、TMDの最大変位を表-3に示す。

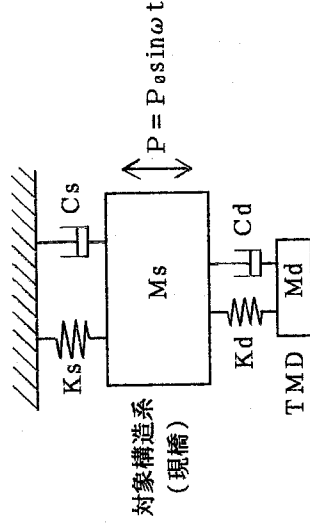


図-2 TMDを設置した1質点系のモデル

表-2 TMDの条件と対象構造系の最大変位 (cm)

質量	固有周期	減 衰 定 数				Hd		最適固有周期 最適減衰定数
		0 %	2 %	5 %	10 %	最適	最適	
なし	—	25.0	—	—	—	—	—	
1 %	Ts	18.2	12.0	10.5	11.0	10.5		T = 2.12 sec H = 6.0 %
	最適	20.8	12.1	9.4	11.1	9.6		
2 %	Ts	19.8	13.2	9.7	8.5	8.1		T = 2.14 sec H = 8.4 %
	最適	25.5	13.2	8.8	7.6	7.6		
3 %	Ts	25.9	14.6	9.8	7.9	7.8		T = 2.16 sec H = 10.1 %
	最適	21.6	12.4	8.0	6.7	6.7		
4 %	Ts	13.8	10.3	8.3	7.4	7.3		T = 2.18 sec H = 11.5 %
	最適	21.8	12.2	7.9	6.0	5.8		
5 %	Ts	22.0	12.6	9.3	6.9	6.7		T = 2.21 sec H = 12.7 %
	最適	19.0	11.2	7.5	5.7	5.4		

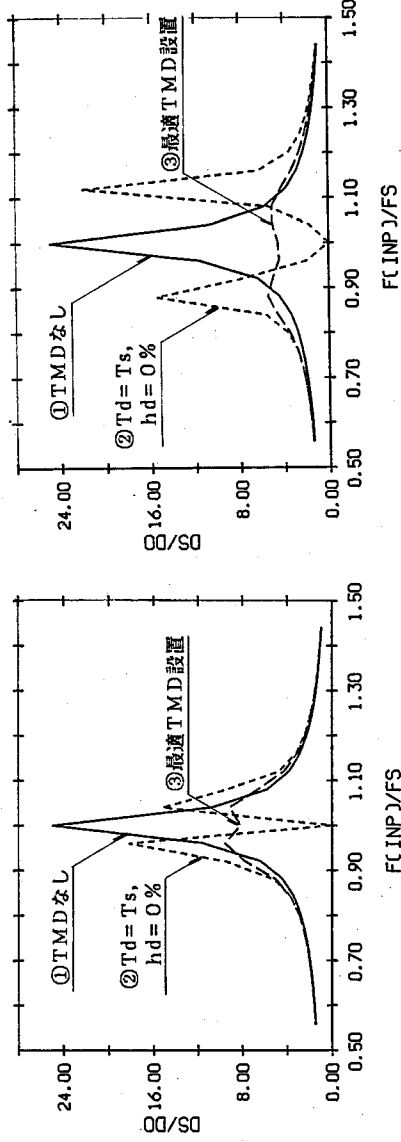
表-3 TMDの条件とTMDの最大変位 (cm)

質量	固有周期	減 衰 定 数				Hd		最適固有周期 最適減衰定数
		0 %	2 %	5 %	10 %	最適	最適	
なし	—	—	—	—	—	—	—	
1 %	Ts	235.	139.	86.0	56.8	76.4		T = 2.12 sec H = 6.0 %
	最適	205.	130.	83.1	56.2	74.2		
2 %	Ts	120.	84.6	55.6	42.0	45.6		T = 2.14 sec H = 8.4 %
	最適	212.	105.	58.3	39.1	42.1		
3 %	Ts	170.	93.1	55.6	33.6	33.4		T = 2.16 sec H = 10.1 %
	最適	100.	52.7	49.4	31.6	31.4		
4 %	Ts	86.1	65.7	47.0	31.5	28.7		T = 2.18 sec H = 11.5 %
	最適	117.	72.6	42.5	27.1	25.2		
5 %	Ts	87.1	55.5	38.9	28.1	24.8		T = 2.21 sec H = 12.7 %
	最適	131.	72.3	41.9	24.7	20.5		

(注) Tsは対象構造系の固有周期 2.1sec に一致させたケース

また、表-2のケースについて、対象構造系の変位応答倍率曲線を図-3に示す。これらの図表より、TMDの設計に関して次のようなことが考えられる。

- ① 質量と減衰が共に大きいほど、対象構造系・TMD共に応答変位が小さくなる。
- ② TMDに減衰がない場合は、効果が小さいばかりか逆に増加する場合もあり、またTMDの変位も非常に大きくなり、不適当である。
- ③ 対象構造系の最大変位は、TMDの質量の大小によらず同程度の値を示す。これは質量の小さいTMDは変位振幅が大きくなり、外力と減衰の大きさに応じた一定の運動エネルギーを生み出しているためと考えられる。
- ④ 対象構造系の固有周期とTMDの最適固有周期のずれは、TMDの質量比であるから1～5%と小さく、応答値も同表の $[T_s]$ と「最適」の欄の差のようにあまり大きくない。したがって、TMDの質量が小さい場合には、最適固有周期に一致させることはあまり重要でないと考えられる。



(a) 質量比1%の場合

(b) 質量比5%の場合

図-3 TMDを設置した構造系の変位応答倍率曲線

3. TMDの配置の検討

図-1に示した本橋のメインスパンの渦励振を抑制するために、TMDの同スパン内の基本的な配置について検討した。

(1) 検討条件

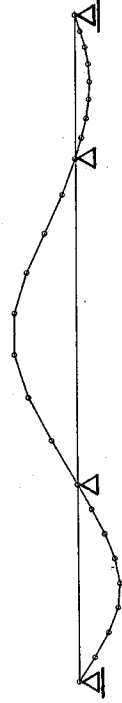
(a) 作用空気力

検討で考慮する空気力は、本橋と比較的類似した断面および構造諸元を有する部分模型の風洞実験結果から、空力減衰を求め、これを実橋に対する外力に換算したものである。一般に空気力は、桁高が高いほど大きくなるが、実験では明確な傾向は現われなかったため、本検討では一様な分布を考え、 $p = 0.17 \sin \omega t$ (t/m)の外力を用いた。なお、本検討ではメインスパンに着目し、同スパンのみに空気を作用させて、同スパンのTMDを検討した。

(b) 原橋の振動特性

対策を行っていない状態の原橋の固有周期 (Ts) は、図-4 に示したように、鉛直たわみの1次が 2.10 secで、メインスパンの1次振動となっている。原橋の減衰定数は、既往の測定事例 (文献3) や本四の設計基準 (文献4) を参考にして、やや大きめのきらいはあるが、 $h = 2\%$ と仮定した。

この無対策の状態に上記の空気力 p を作用させると、図-5 のような振動が生じ、スパン中央の最大変位 (片振幅) が 23.6cm となった。



(a) 1次モード



(b) 2次モード



(c) 3次モード

図-4 鉛直たわみ振動のモード

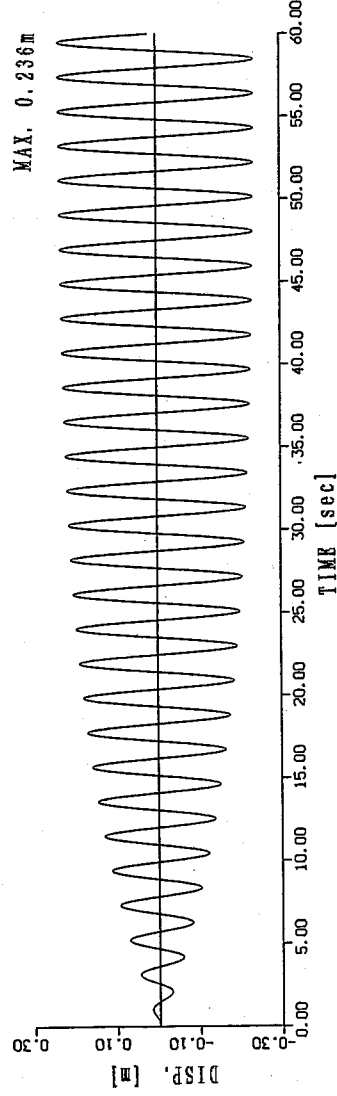


図-5 無対策の原橋の渦励振時の応答変位波形 (スパン中央)

(2) 解析ケース

TMDの質量は、ある程度の減衰を持たせた場合大きいほど制振効果が大きいが、主桁の常時の応力度や地震時の水平方向への慣性力の面からは小さい方がよい。本検討では対象スパンの全質量 (Ms) に対して1%のTMDの質量 (Md) を設定した。この質量比に対して、TMDの最適周期 (Td) と最適減衰 (hd) を求めると、表-4 のようになった。同表は、1箇所にTMDを集中させた場合に相当するが、重りの重量は43.5tと重いため、実際にはスパン中央の20m程度の範囲に、1m間隔で1個当り1tの重垂を横断方向に2箇所づつ設置することになる。

これと反対に、TMDの全重量は変えずに、小さな重垂に分けスパン全長に渡って分散させた場合についても考えた。

表-4 動吸振器の諸元 (1箇所に集中させた場合)

	原 橋	TMD	比	備 考
質 量 : $M(t \cdot \text{sec}^2/m)$	444.	4.44	0.01	
ばね定数 : $K(t/m)$	—	38.9	—	
周 期 : $T(\text{sec})$	2.10	2.12	1.01	
円振動数 : $\omega(\text{rad/sec})$	2.99	2.96	0.99	最適振動数比
減衰係数 : $c(t \cdot \text{sec}/m)$	53.1	3.20	0.0603	最適減衰比
減衰定数 : h	0.020	0.060	3.02	

(3) 解析結果

これらの2ケースについて、前述の空気力を用いて、応答解析を行った。応答変位の時刻歴の波形を図-6, 7に示す。スパン中央での最大変位を無対策の原橋の応答も含めてまとめると表-5のようになる。

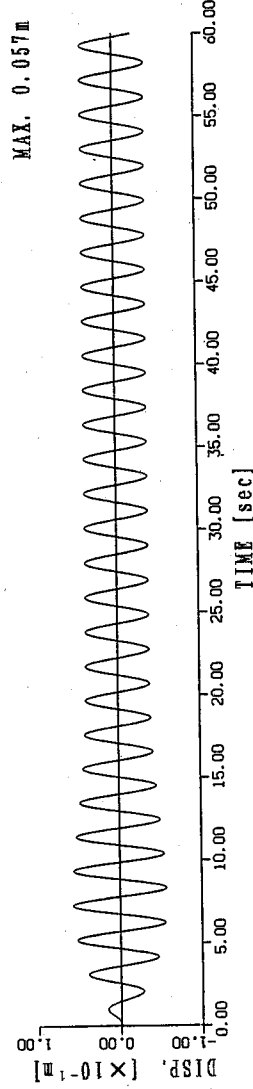


図-6 TMDを中央に集中させた場合の応答変位波形 (スパン中央)

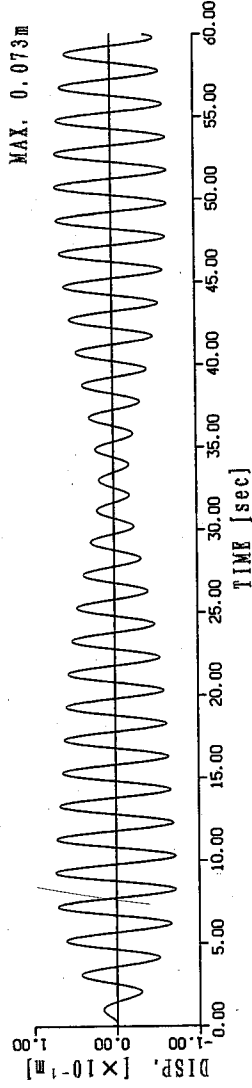


図-7 TMDをスパン全長に分散させた場合の応答変位波形 (スパン中央)

表-5 最大応答変位

ケース	TMDの位置	最大変位 (cm)			主桁の振 幅低下比	備 考
		中央	1/4点	TMD		
1	なし (原橋)	23.6	18.6	—	1.00	
2	中央に1箇所	5.7	4.5	48.6	0.22	
3	スパン全長に分散	7.3	5.7	41~98	0.31	

表-5より、TMDは、対象とする振動の腹となるスパン中央に設置するのが効率的であることが解るが、分散させた場合でもTMDを設けない原橋の振動に比べるとかなりの効果があり、集中させることにあまりこだわらなければならないものと考えられる。しかしTMD1個当りの質量が小さくなると、TMDのストロークがかなり大きくなるため、装置そのものの製作性の問題が生じる。

4. おわりに

TMDは最近土木の分野でも盛んに適用が検討されるようになってきた。土木構造物は、機械や建築の分野に比べ重量が大きく構造が複雑なものも多いため、適用に当たっては、工夫を要するであろう。さらに、TMDから集中荷重として作用する反力による構造主部材の応力集中や疲労の問題等にも、注意しなければならないと考えている。

【参考文献】

- 1) Bridge Aerodynamics Proposed British Design Rules, ICE, London, 1981
- 2) デンハルトック著、谷口修・藤井澄二共訳、機械振動論 (改訂版)、昭和59年5月、コロナ社
- 3) 横山・佐藤・中神・神寄 (建設省土木研究所他)、連続箱桁橋の対風応答に及ぼす構造減衰と気流の影響、風工学シンポジウム (1986)
- 4) 本州四国連絡橋公団、風洞試験要領 (1980) 同解説、昭和55年6月
- 5) 辻松雄 (NKK中央研究所)、構造力学的耐風制振対策、日本風工学会誌、第20号、昭和59年6月

⑰ 斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について

大阪大学工学部

川谷 充郎

1. まえがき

筆者は、斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数に関して、過去に理論的および実験的研究を行った¹⁾。ここでは、路面を平滑と仮定し、1台の自動車を1自由度振動系にモデル化し、それらの車頭時間を橋の基本固有周期に一致させた、いわゆる共振車頭間隔を保って、それらが連行する場合について動的応答解析を行い、衝撃係数について考察した。一方、これまでの桁橋の走行荷重による動的応答に関して、路面凹凸および車両のモデル化が動的応答に及ぼす影響の大きいことが報告されている²⁾。内谷・彦坂・大塚³⁾は、路面凹凸を考慮した斜張橋の動的応答について、走行車両を固定し、定常ランダム振動の問題として取り扱った。

本研究では、路面凹凸および車両のモデル化が斜張橋の動的応答にどのような影響を及ぼすのか、シミュレーション解析により明らかにする。その上で、路面凹凸を考慮した2乗平均値応答に基づく衝撃係数と、共振車頭間隔を有する連行荷重下の動的応答解析に基づく動的増幅率 DIF を比較し、斜張橋の衝撃係数の評価について考察するものである。

2. 解析手法

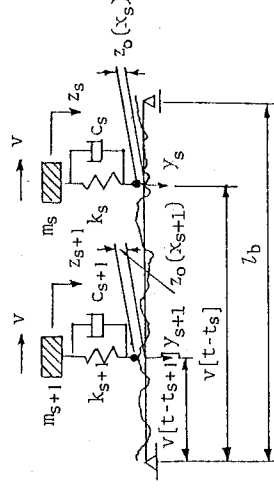
2.1 動的応答解析

斜張橋を平面構造系の離散質量系に理想化し、マトリクス変形法により、微小変形理論に基づく橋の線形たわみ振動に関する強制振動方程式を導く。また、図-1に示すように、1台の自動車を1自由度振動系あるいは前・後輪を考慮した2自由度振動系と仮定し、さらに路面凹凸を考慮して、モード法により橋と車の連成振動方程式を求める。これをNewmark- β 法を用いて逐次積分して斜張橋の動的応答を求める¹⁾。

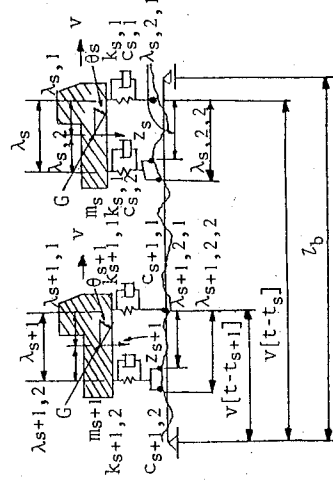
Newmark- β 法における積分時間間隔 Δt は、考慮した最高次振動モードに対応する固有周期の $1/5 \sim 1/6$ とし、 $\beta = 1/4$ とし、収束精度 $1/1000$ 以内で解を得た。

2.2 2乗平均値 (Root Mean Square)

路面凹凸を考慮した場合の走行荷重による橋の動的応答は、路面凹凸を定常確率過程と仮定すると、荷重の移動により非定常確率過程となる。そのような非定常不規則応答は、2乗平均値を用いて評価される。シミュレーション解析では、路面凹凸をモンテカルロ法に基づき、パワースペクトルから乱数により合成する。このようにして得られる数多くの路面凹凸波形のサンプル関数ごとに、連行荷重列による動的応答解析を行い、アンサンブル平均により2乗平均値を次式を用いて求める。



(1) 1 自由度振動系



(2) 2 自由度振動系

図-1 走行車両モデル

$$R.M.S.(t,x)=\sum_{i=1}^N(y_i(t,x)-\bar{y}(t,x))^2/N \dots\dots(1)$$

ここに、図-2に示すように、 $y_i(t,x)$, $\bar{y}(t,x)$

はそれぞれ路面凹凸を考慮した場合および路面を平滑とした場合の時刻 t での動的応答値であり、 N は路面凹凸波形のサンプル数である。

ここでは、走行荷重による橋梁の非定常不規則応答の評価として、静的応答値が最大となる荷重位置(時刻)における2乗平均値を用いる。

3. 解析モデル

3.1 橋梁

図-3に示すように、斜張橋を節点数65の離散質量系に理想化したモデルを用いる。斜張橋の構造諸元を表-1に掲げる。

3.2 走行荷重

走行荷重のモデルとしては、図-1に示したような、ばね下質量を無視した1自由度系モデルと、実際のダンブラックを適切にモデル化した前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度系モデルを用いる²⁾。2自由度系モデルの車両寸法を図-4に示す。連行荷重列として、共振車頭間隔(車頭時間が橋の対称1次固有

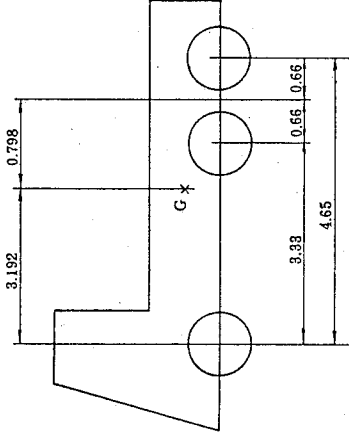


図-4 2自由度振動系車両寸法

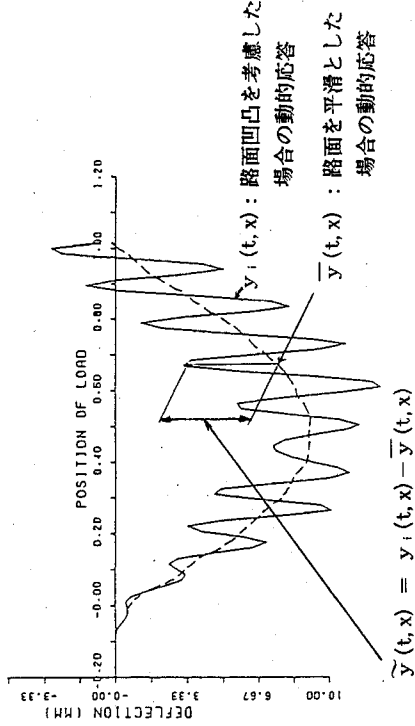


図-2 動的応答曲線の模式図

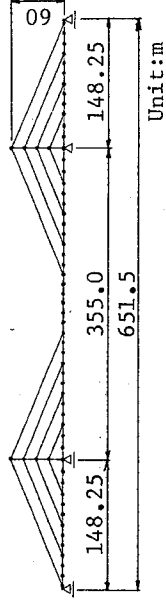


図-3 斜張橋解析モデル

表-1 斜張橋構造諸元

主 桁	断面2次モーメント (m ⁴) 単位重量 (t/m) ヤング係数 (t/m ²)	2.1021~2.9197 18.18 2.1×10 ⁷
塔	断面2次モーメント (m ⁴) 単位重量 (t/m) ヤング係数 (t/m ²)	0.6709~1.7036 3.00 ~6.09 2.1×10 ⁷
ケーブル	断面積 (m ²) ヤング係数 (t/m ²)	0.0597~0.0767 2.0×10 ⁷
対数減衰率		0.02

表-2 車両諸元

荷重列	共振車頭間隔を有する荷重列	L-20相当荷重列
総重量 (t)	50.0, 39.3	20.0, 15.0
自由度	1or2	1or2
固有振動数 (Hz)	3.0	3.0
慣性モーメント (tm ²)	135.0, 100.11	50.94, 36.21
減衰定数	0.03	0.03
走行速度 (m/s)	16.7	11.1
車頭間隔 (m)	47.628	14.0
連行台数	3	7

周期に等しい)を有する荷重列¹⁾および道路橋示方書のL荷重に相当するようなL-20相当荷重列を用いる。それらの走行荷重の諸元を表-2に掲げる。

3.3 路面凹凸スペクトル

路面凹凸パワースペクトルは、次式により表している。

$$S_r(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad (2)$$

ここに、 Ω は路面周波数を示す。この式において、パラメータ値を $\alpha=0.003\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ 、 $\beta=0.02\text{c}/\text{m}$ 、 $n=2.5$ とする。この値は、昭和58年に阪神高速道路における路面凹凸実測結果に基づいて決定した⁴⁾。このようなパラメータ値を有する路面凹凸スペクトルを、ISO評価基準とともに図-5に示す。乱数発生により、そのようなスペクトルを有する路面凹凸波形を30ケース作成する。

4. 解析結果

4.1 動的増幅率

2章に示した解析法を用いて、路面の状態、車両モデルの自由度数ならびに車頭間隔を変えて解析を行い、それぞれが動的応答に及ぼす影響について調べる。たわみ、曲げモーメントおよびケーブ軸力の代表的な動的増幅率DIFを表-3に掲げる。それらの動的応答曲線の例を図-6から図-8に示す。

(1) 車両モデル化の影響

表-3より、路面平滑走行の場合は、共振車頭間隔を有する荷重列によるDIFおよびL-20相当荷重列によるDIF共に、車両モデル化の相違の影響は非常に小さい。一方、路面凹凸を考慮した場合は、2種類の荷重列によるDIF共に車面のモデル化の相違の影響を受ける。すなわち、走行車面を前後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化した場合は、1自由度振動系にモデル化した場合に比べて、応答振幅が小さくなり、DIFが小さくなる。

(2) 路面凹凸の影響

路面凹凸の動的応答に及ぼす影響について、動的増

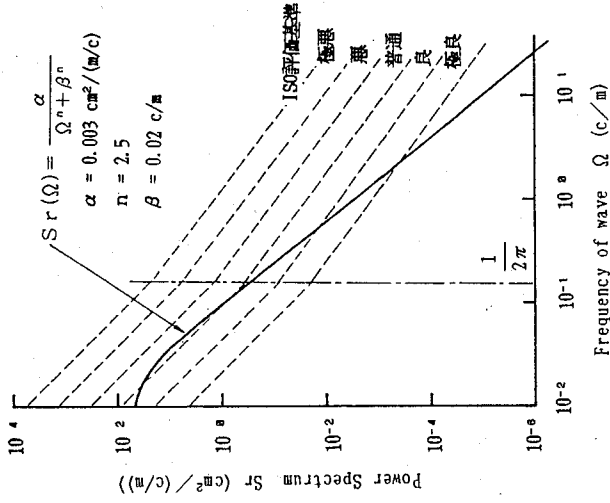


図-5 路面凹凸パワースペクトル

表-3 動的増幅率の比較

荷重列	共振車頭間隔を有する荷重列		L-20 相当荷重列			
	平滑		凹凸有り		凹凸有り*	
たわみ	1	2	1	2	1	2
中央径間中央部	1.0964	1.0949	1.1190	1.1051	1.0034	1.0032
中央径間中央部	1.0550	1.0484	1.4167	1.2345	1.0080	1.0064
中央径間最下段	1.0680	1.0586	2.0137	1.6022	1.0076	1.0063
中央径間最上段	1.0822	1.0829	1.1258	1.1017	1.0049	1.0042
ケーブ軸力						
ケーブ軸力						

*L-20相当荷重列の凹凸有りのDIFは、30ケースの平均値

分に着目すると表-3に掲げるように、路面凹凸の影響は共振車頭間隔の場合よりもL-20相当荷重列の場合に大きい。この原因は、共振車頭間隔の場合には、荷重の橋への進入時間間隔に基づく共振現象により動的応答が大きくなっているのです、さらに路面凹凸が加わってもその影響がL-20相当荷重列の場合ほどに顕著に現れないためと考えられる。また、車両を1自由度系にモデル化するよりも、2自由度にモデル化の方が路面凹凸の動的応答に及ぼす影響は小さくなっている。

さらに、路面凹凸の動的応答に及ぼす影響は、桁のたわみおよび最上段ケーブル軸力よりも桁の曲げモーメントおよび最下段ケーブル軸力において顕著である。これは次のように考えられる。図-6に示す1台走行での各々の応答曲線から明らかなように、たわみと最上段ケーブル軸力の応答は、周期の長い低次振動モードに大きく支配される。それで、路面不整を考慮することによる約3Hzの周波数成分を有する外力(車両の上下振動による)の増加にはあまり影響されない。一方、曲げモーメントと最下段ケーブル軸力の応答は、高次の振動モードまで影響を受けるので路面不整の影響が大きくなる。

(3) 車頭間隔の影響

連行荷重列の車頭間隔が動的応答に及ぼす影響について、表-3より、共振車頭間隔を有する荷重列の場合、L-20相当荷重列の場合に比べてDIFは格段に大きくなっている。これは、図-7より共振車頭間隔を有する荷重列の場合は、荷重の橋への進入時間間隔に基づく共振現象により動的応答が大きくなっているからである。

4.2 衝撃係数の評価

路面凹凸の影響を考慮して衝撃係数の評価を行うために、30ケースの路面凹凸波形を発生させ、それぞれについて2自由度系にモデル化したL-20相当荷重列による動的応答解析を行い、各着目点ごとに2乗平均値応答を求めた。路面凹凸波形が30ケースであるため2乗平均値応答の変動が激しい。そこで、移動平均をとる、静的応答値が最大となる荷重位置における2乗平均値を求めて、表-4のr.m.s.の欄に掲げる。2乗平均値および路面平滑とした場合の動的増幅率 DIF_{flat} を用いて衝撃係数を次式により定義する。

$$i_{rms} = DIF_{flat} + 2 * r.m.s. \quad (3)$$

図-6 動的応答曲線 (1自由度車両,
1台走行, 路面平滑)

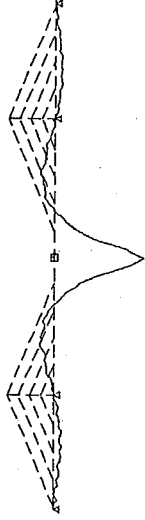
DYNAMIC RESPONSE OF DEFLECTION OF GIRDER

BRIDGE = YAMATOARIMA
INDU = 0. INDON = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FPI(1) = 20.0



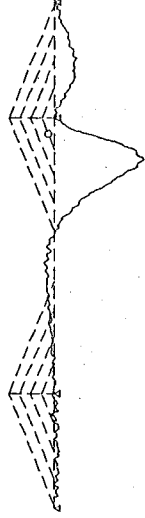
DYNAMIC RESPONSE OF BENDING MOMENT

BRIDGE = YAMATOARIMA
INDU = 0. INDON = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FPI(1) = 20.0



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE

BRIDGE = YAMATOARIMA
INDU = 0. INDON = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FPI(1) = 20.0



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE

BRIDGE = YAMATOARIMA
INDU = 0. INDON = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FPI(1) = 20.0



DYNAMIC RESPONSE OF DEFLECTION OF GIRDER
 BRIDGE = YAMATOGRAMA
 INDU = 0. INDN = 0.
 NVEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



DEFLECTION OF GIRDER



DYNAMIC RESPONSE OF BENDING MOMENT
 BRIDGE = YAMATOGRAMA
 INDU = 0. INDN = 0.
 NVEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



BENDING MOMENT OF GIRDER



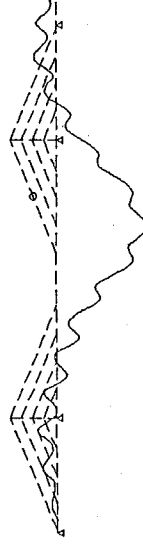
DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE
 BRIDGE = YAMATOGRAMA
 INDU = 0. INDN = 0.
 NVEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



AXIAL FORCE OF CABLE



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE
 BRIDGE = YAMATOGRAMA
 INDU = 0. INDN = 0.
 NVEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



AXIAL FORCE OF CABLE



図-7 動的応答曲線 (1 自由度系車両,
共振車頭間隔を有する荷重列, 路面平滑)

図-8 動的応答曲線 (2 自由度系車両,
L-20相当荷重列, 路面凹凸有り)

各着目断面ごとの i_{rms} と、

平滑な路面上を1自由度系車両が共振車頭間隔で運行する場合の動的増幅率

DIF_r とを比較して、表-4に掲げる。 i_{rms} と DIF_r の差異は高々±7%である。 i_{rms}

を求めるためには路面凹凸波形のサンプリング関数による動的応答解析を繰り返す必要があり、ただ1回の動的応答解析による DIF_r を用いて衝撃係数

の評価ができるなら、計算効率の面からは効果的である。この場合の i_{rms} は、路面凹凸スペクトル密度が3.8節に示すような条件のもとでの結果である。ここで用いた路面凹凸スペクトル密度は、阪神高速道路における実測スペクトルに基づいて安全側に決められたものである⁴⁾。このことを考慮すれば、 DIF_r により斜張橋の衝撃係数を評価することが可能であると判断できる。

5. 結 論

本研究では、路面凹凸および車両のモデル化が斜張橋の動的応答にどのような影響を及ぼすのか、シミュレーション解析により明らかにし、斜張橋の衝撃係数について考察したものである。ここで得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 車両モデル化の相違による斜張橋の動的応答に及ぼす影響は、路面平滑走行の場合は非常に小さい。一方、路面凹凸を考慮した場合は、共振車頭間隔を有する荷重列による DIF および L-20相当荷重列による DIF 共に、走行車両を前後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化した場合は、1自由度振動系にモデル化した場合に比べて、応答振幅が小さくなり、 DIF が小さくなる。
- 2) 路面凹凸の動的応答に及ぼす影響について、動的増分に着目すると、路面凹凸の影響は共振車頭間隔の場合よりもL-20相当荷重列の場合に大きい。
- 3) 連行荷重列の車頭間隔が動的応答に及ぼす影響について、共振車頭間隔を有する荷重列の場合は、L-20相当荷重列の場合に比べて DIF は格段に大きくなっている。
- 4) 平滑な路面上を1自由度系車両が共振車頭間隔で運行する場合の動的増幅率 DIF_r により、斜張橋の衝撃係数を評価することが可能であると判断できる。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集 第275号，pp.13-28, 1978.7.
- 2) 川谷充郎・小松定夫・佐々木 孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No.392/1-9, pp.351-358, 1988.4.
- 3) 内谷・保・彦坂 照・大塚久哲：主桁支持方式の異なる長大斜張橋の走行車両による動的増幅率特性，構造工学論文集，Vol.33A, pp.467-474, 1987.3.
- 4) 川谷充郎・小菅 朗・嶋田玲志・小松定夫：路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.33A, pp.459-466, 1987.3.

表-4 衝撃係数

		DIF_{stat}	r. m. s.	$i_{r.m.s.}$	DIF_r
緑 応 力 度	中央径間中央部	1.0082	0.0401	1.0884	1.0646
	最上段ケーブール定着部	1.0064	0.0578	1.1220	1.0550
	第2段ケーブール定着部	1.0118	0.0547	1.1212	1.0697
	中間支点	1.0091	0.0240	1.0571	1.0705
	側径間中央部	1.0127	0.0292	1.0711	1.1360
ケーブール軸力	塔 基 部	1.0069	0.0675	1.1419	1.1040
	最下段ケーブール(中央)	1.0063	0.0318	1.0699	1.0680
	最上段ケーブール(側)	1.0070	0.0308	1.0686	1.0792
	最下段ケーブール(中央)	1.0042	0.0052	1.0146	1.0822
	最上段ケーブール(側)	1.0045	0.0047	1.0139	1.0612

* DIF_r は、路面平滑，1自由度系車両が共振車頭間隔で運行する場合の DIF

⑱ コンクリート道路橋の衝撃係数

大阪大学工学部 川谷 充郎

1. まえがき

現行の道路橋示方書¹⁾における衝撃係数の規定を表-1に掲げる。鋼橋、鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋に関して、それぞれ衝撃係数の算定式が異なり、これらの衝撃係数を支間長に対して図示したものが図-1である。図-1には参考のため他国で採用されている衝撃係数も含む。

これまでに道路橋の衝撃係数に関して数多くの研究がなされてきているが、それらは鋼橋を対象とされてきた。それは鋼橋においては、活荷重による応力の占める割合が比較的大きく、活荷重の動的作用の影響が大きいためである。ここでは、鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋の衝撃係数算定式の根拠と過去の変遷について調査した結果をまとめるものである。

参考までに、これまでの衝撃係数の変遷を、活荷重のそれと共に表-2に掲げる。

表-1 衝撃係数¹⁾

橋 種	衝撃係数 i	備 考
鋼 橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T荷重, L荷重の使用の別にかかわらない。
鉄筋コンクリート橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T荷重を使用する場合
	$i = \frac{7}{20+L}$	L荷重を使用する場合
プレストレストコンクリート橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T荷重を使用する場合
	$i = \frac{10}{25+L}$	L荷重を使用する場合

L : 支間長(m)

- ① 日 本 鋼 橋..... $\frac{20}{50+L}$
- ② 日 本 プレストレストコンクリート橋..... $\frac{10}{25+L}$
- ③ 日 本 鉄筋コンクリート橋..... $\frac{7}{20+L}$
- ④ アメリカ(AASHTO) 鋼橋・コンクリート橋..... $\frac{15.24}{L+38}$ (ただし, 0.3以下)
- ⑤ ドイツ(DIN 1072) 鋼橋・コンクリート橋..... $0.4-0.008L$
- ⑥ フランス $\left(\begin{smallmatrix} Fascicule \\ Statist. \\ 60-17bis \end{smallmatrix} \right)$ 鋼橋・コンクリート橋..... $\frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{P}}$

(ただし G : 死荷重
 P : 活荷重)

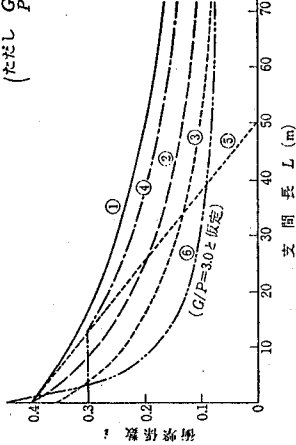


図-1 各国の衝撃係数¹⁾

表一-2 道路橋設計活荷重および衝撃係数の変遷い

[illegible][illegible]

2. コンクリート道路橋の衝撃係数

2.1 鉄筋混泥土橋梁設計心得²⁾

橋梁の衝撃の問題は、まず鉄道橋を対象として研究されていたため、道路橋の衝撃係数を定めるに当たって、鉄道橋に関する研究成果が利用され、またその影響を受けた。コンクリート橋に関しては、わが国の設計基準そのものが、まず最初に鉄道院において作られた。鉄道院の大河内宗治は外国のコンクリート示方書を手本として、明治42年にわが国最初の鉄筋コンクリート設計示方書案を作った。これを基準として数年にわたり調査検討が加えられ、大正3年7月鉄道省達684号により鉄筋混泥土橋梁設計心得が省内に公示された。これはわが国の体系化された設計施工基準の初めであり、昭和6年制定の土木学会鉄筋コンクリート標準示方書の原案といわれるものである。その中の第2章荷重において、公道橋(Highway bridge)の衝撃係数として次式を示した。

$$i = 45.7 / (L + 91.4) \quad (1)$$

ここに、L：支間 (m)。ちなみに、このとき鉄道橋の衝撃係数として次式を示した。

$$i = 91.4 / (L + 91.4) \quad (2)$$

ここに、L：支間 (m)。ただし、道床があるときはこの値を半減する。

以上のように公道橋の衝撃係数は鉄道橋の半分とされ、これは鉄道橋に道床のある場合と同一である。

2.2 内務省道路構造に関する細則案²⁾

大正15年6月の道路構造に関する細則案²⁾において、道路橋独自の設計基準として衝撃係数が初めて次式のように規定された。

$$i = 20 / (60 + L) \leq 0.3 \quad (3)$$

ここに、L：最大応力を生ずる活荷重の載荷長 (m)。

2.3 牧野の算定式

鋼橋の衝撃係数に関しては、昭和14年の鋼道路橋設計示方書案³⁾において

$$i = 20 / (50 + L) \quad (4)$$

と改められ、それが現在まで変わらずに用いられている。

その間、コンクリート道路橋に関する設計示方書が昭和39年まで制定されず、衝撃係数の規定もなかったので、牧野⁴⁾が次式を提案した。

$$i = 6 / (20 + L) \quad (5)$$

これは、国鉄の設計基準案において、鉄筋コンクリート橋に対する自動車および小荷物運搬車荷重による衝撃係数として採用された⁵⁾。

2.4 横道の算定式^{6), 7)}

鉄筋コンクリート橋は鋼橋に比して自重が著しく大きく、死荷重と活荷重との比は鋼橋の3~4倍に達することがあるので、活荷重の動力学的作用に対しては、はなはだ有利である。しかしその実験的および理論的研究がまだ十分でなく、特に鉄筋コンクリート橋の衝撃係数を規定したものが少ないので、鋼橋に対する

規定を準用することが多い。

機道⁶⁾は、上記の式(3)~(5)の道路橋の衝撃係数に加えて、諸外国の規定を総合して(図-2参照)、それらの長短を補うために次式を提案した。

$$i = 7 / (20 + L) \quad (6)$$

さらに横道⁷⁾は、わが国および他国の衝撃係数の比較検討を詳細に行った。そこでは上式(4)、(5)とフランスおよびドイツの規定を対象とした。フランスにおいて、鉄筋コンクリート橋に対する衝撃係数には次式を用いている。

$$i = 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / (1 + 4G/P) \quad (7)$$

ここに、GおよびPは考える部材に作用する全死荷重および最大活荷重。この式は鋼橋にもコンクリート橋に対しても用いられ、死荷重と活荷重の比によってそれらの橋種の違いに対応している。

ドイツのDIN1075では、公式を用いず支間長に対する数値を与えている。それを図-3中 i_{3a} として示す。ドイツの衝撃は一車線(幅3.0m)の主載荷重以外の活荷重には考慮されないもので、わが国の活荷重規定に準じて幅員5.5mの場合に換算した値を i_{3b} として示す。

それらフランスとドイツの衝撃係数ならびにわが国の鋼道路橋の規定および上記の牧野の算定式による衝撃係数を図-3に示す。これを見れば鋼道路橋に対する衝撃係数が全体的に最も大きい値を示し、牧野式は一般に最も小さい値を示している。フランスの規定はG/Pの値によって変化させるので合理的であるが、一般に支間の小さい場合に対してやや過大な値となっている。横道は以上の考察のもとに次式を提案した。

$$i = 10 / (25 + L) \quad (\sigma_{28} \geq 300 \text{ kg/cm}^2) \quad (8)$$

$$i = 7 / (20 + L) \quad (\sigma_{28} < 300 \text{ kg/cm}^2) \quad (9)$$

上式において、コンクリートの品質によって区別したのは、比較的高強度のコンクリートを使用し、設計した橋はコンクリート断面の最小寸法が比較的小さく、衝撃に対してやや不利となることを考慮したものである。これらの算定式による衝撃係数も図-3に示す。

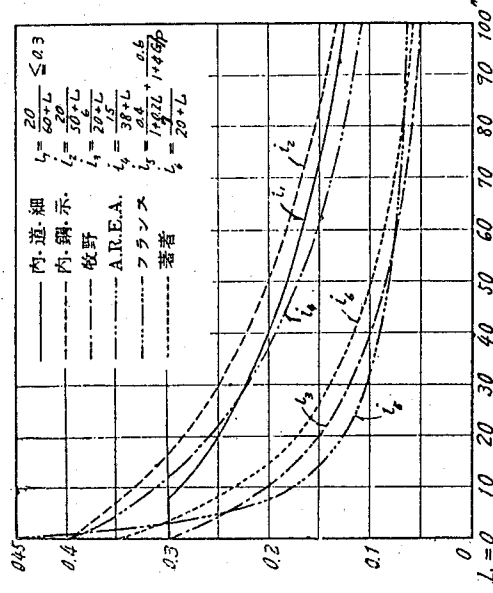


図-2 各種衝撃係数比較図(道路橋)⁸⁾

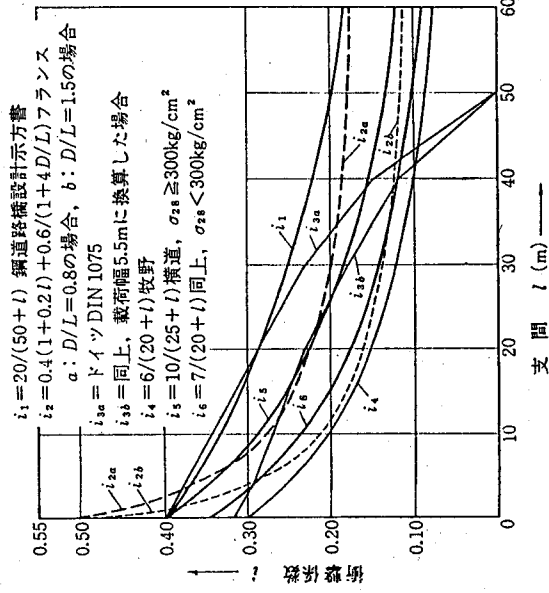


図-3 各種衝撃係数の比較(道路橋)⁷⁾

2.5 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書⁸⁾

昭和39年6月に制定された鉄筋コンクリート道路橋設計示方書⁸⁾において、鉄筋コンクリート道路橋の衝撃係数が初めて次式のように明記された。

$$i = 7/(20+L) \quad \text{主桁を設計する場合 (L 荷重)} \quad (10)$$

$$i = 20/(50+L) \quad \text{床および床組を設計する場合 (T 荷重)} \quad (11)$$

ここに、 L = 支間 (m 単位)。

解説によれば、「活荷重による衝撃は、支間 L のみでなく、また、死荷重と活荷重の比の関数とも考えられるので、直接大きな荷重が載荷される床および床組に対しては、鋼橋と同一の衝撃係数を用いることにした。しかし、死荷重の大きな鉄筋コンクリート主桁に対しては、鋼橋と同一の値を用いることは過大であるから、本条に示すような式とした。」とある。

L 荷重に対する衝撃係数は、横道の提案した $\sigma_{28} < 300\text{kg/cm}^2$ の場合の衝撃係数を採用している。

2.6 プレストレストコンクリート道路橋示方書⁹⁾

昭和43年3月のプレストレストコンクリート道路橋示方書⁹⁾において、プレストレストコンクリート道路橋の衝撃係数が次式のように規定された。

$$i = 10/(25+L) \quad \text{主桁を設計する場合} \quad (12)$$

$$i = 20/(50+L) \quad \text{床および床組を設計する場合} \quad (13)$$

解説によれば、「活荷重による衝撃係数は、直接大きな荷重が載荷される床および床組に対しては、鋼橋と同一の衝撃係数を用いることとする。しかし、プレストレストコンクリート橋主桁に対しては、死荷重と活荷重の比率を考慮して本条に示す式とした。」とある。

主桁を設計する場合の衝撃係数は、横道の提案した $\sigma_{28} \geq 300\text{kg/cm}^2$ の場合の衝撃係数に相当する。

3. 考 察

昭和47年3月の道路橋示方書、I 共通編¹⁰⁾の衝撃係数の規定は、鋼道路橋設計示方書、鉄筋コンクリート道路橋示方書およびプレストレストコンクリート道路橋示方書のそれぞれの衝撃係数に関する規定をまとめたものである。それが昭和55年に改訂された現行の道路橋示方書に引き継がれている。

以上で見えてきたように、鋼橋、プレストレストコンクリート橋および鉄筋コンクリート橋の順に衝撃係数が小さくなってきているのは、断面設計時の全応力度に対する活荷重応力度が小さくなってきているためである。確かに、活荷重応力の占める割合が小さいということは、活荷重の動力学的作用に対して有利である。しかし、衝撃係数が、活荷重による静的応答値に対する動的応答の割増率として規定されているので、その割増率が鋼橋とコンクリート橋との間にとの程度の相違があるのかは、実験的および理論的研究をまたねばならない。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，pp. 23-28，昭和55年2月。
- 2) 田村浩一・近藤時夫：コンクリートの歴史，I 設計編，pp. 59-61，p. 67，山海堂，昭和59年7月。
- 3) 内務省土木局：鋼道路橋設計方書案，土木学会誌，第25巻，第5号，pp. 499-，1939. 5。
- 4) 牧野 喬：鉄筋コンクリート桁標準設計案，内務省土木試験所報告69号，p. 84，昭和18年1月。
- 5) 吉田徳次郎：鉄筋コンクリート設計方法，第3次改著，pp. 519-520，養賢堂，第3次改著後の訂正第2版，昭和35年5月。
- 6) 横道英雄：鉄筋コンクリート橋，pp. 14-18，土木学会監修，技報堂，1952。
- 7) 横道英雄：コンクリート橋—鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋，pp. 11-12，土木学会監修，技報堂，1962。
- 8) (社) 日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計方書解説，pp. 4-5，昭和39年6月。
- 9) (社) 日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書解説，pp. 4-5，昭和43年3月。
- 10) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，pp. 17-21，昭和48年2月。

⑬ 長大橋載荷試験の一測定法について

(株)フジエンジニアリング 安盛 義人
今田 和夫
根本 正信

1. 概 要

長大橋は、設計、施工技術の向上に伴い数多くの施工例が見られるようになった。長大橋には、新しい技術が導入されるケースが多く、完成系の静的、動的試験は設計値の検証のため必要となるが、長大橋を対象とする試験では、その起振方法や測定方法に従来の方法を適用することが困難なケースも生じている。

本報告は、長大橋完成系の試験のうち、静たわみおよび動たわみの測定方法について、中央径間長405 m、全長755 mの斜張橋で実測した事例を紹介する。

1-1. 橋梁の規模

【橋梁形式】	3径間連続鋼斜張橋マルチケープルタイプ		
【支間長】	175 m + 405 m + 175 m = 755 m		
【主 桁】	鋼台形箱桁	鋼床版	桁高2.8 m
【 塔 】	A型2塔	高さ122 m	
【ケープル】	ファン型2面吊り 12段 マルチケープル方式		

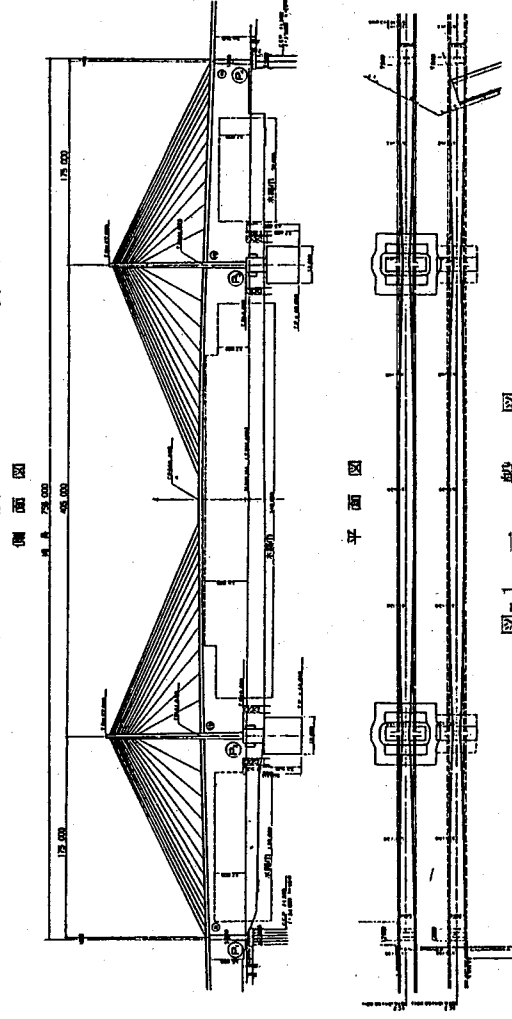


図-1 一般図

1-2. 試験内容

本橋を対象とした試験は、完成時における活荷重の静的および動的な載荷に対する各部の応答を測定し、理論値との検証を行うことにより最終的な安全性の確認を行うことを目的として実施したものである。なお、静的載荷においては試験車を20台、また、動的載荷(試験車走行)では4台の試験車(総重量20 t/台に調整)を用いた。各試験の主目的は次のとおりである。

(1) 静的載荷試験(静的な載荷に対する応答)

- ① 挙動特性の確認を、中央径間中央のたわみ量の実測値と数値計算結果を比較することにより行う。
- ② 構造各部の応答(主桁応力、変形、ケープル張力等)を測定し、理論値と検証することにより最終安全性を確認する。

(2) 車両走行試験(動的な載荷に対する応答)

- ① 車両走行による各部の振動性状を測定し、自動車走行に対する機能性を確認する。
- ② 衝撃係数について検討する。

1-3. 測定方法の検討

(1) 静たわみ測定

静的載荷による主桁鉛直たわみの測定法として従来のレベル測量では、本橋の中央径間が405mと長く縦断勾配が3%の放物線であり、径間中央と主塔部及び主塔部と側径間端部との高低差は3.0m、5.25mであり、盛替えを数多く行う必要がある。また、橋梁架設時の計測においても桁の振れにより読み取りが難しく、測定精度は必ずしも高いとは言えず測定時間も多くなを要している。そこで、本報告においてはマノメーター(連通管)による測定法(以下マノメーター法と呼ぶ)を採用した。この方法はマノメーター両端の水位が常に一定であることを応用したものであり、その応答も比較的早く橋梁のたわみ測定においても有効な方法である。しかしながら、これまでの実績が少ないため、その測定精度を確認する目的で、最大変位を生じる載荷ケースにおいてレベル測量による方法を併用した。

(2) 動たわみ測定

車両走行時の主桁の動たわみは、衝撃係数を検討する上で必要であるが、微振動計による振動変位測定では測定が困難であり、動たわみ測定は非接触型変位計(オプ्टフォロ)を用いる方法(以下オプ्टフォロ法と呼ぶ)を採用した。オプ्टフォロの測定原理は、被測定物に白黒のコントラストをもった標的を設置し、これを光学レンズにより視準し、この時のコントラストを光電子増倍管により電気出力に変換し、被測定物の変動をコントラストの変動、すなわち電気出力の変動として測定するものである。

2. 測定方法

2-1. マノメーター法

マノメーターによる主桁鉛直たわみ測定は、橋面上に水を満たしたホースを配置し、ホース両端にはアクリルパイプを取付け、それぞれ主塔部およびたわみ測定箇所(図-2参照)に立ち上げ、載荷時のたわみによる水位変動を橋脚上で読み取ることにより橋面のたわみ量を求めるものである。理論的には水位変動量の2倍がたわみ量となる。(図-2 参照)

測定を効率良く行うために水位変動量の読み取りを各主塔部に集中させ、4カ所で行った。たわみ測定位置を図-4に示した。

2-2. オプ्टフォロ法

オプ्टフォロは、前述したように標的のコントラストの変動を電気出力として捉えるものであるが、

①たわみ測定位置である中央径間中央点までは、視準距離が200m以上あること

②視準位置の振動により測定精度に影響される

等の問題がある。そこで、

測定は主塔基礎上に視準位置とし、1200mmの望遠レンズにより標的を視準し、また標的の大きさについては実験により1500mm角とした。オプ्टフォロ法による測定システムを図-3に示した。

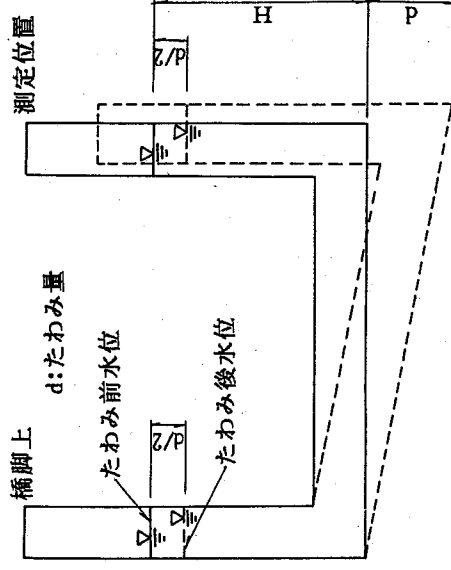


図-2 マノメーター測定原理

測定システム

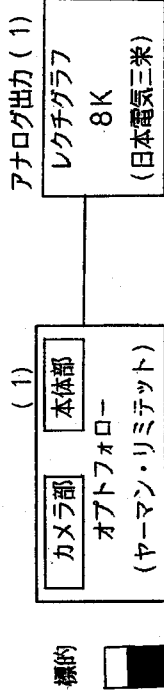


図-3 オプットフォロ測定システム図

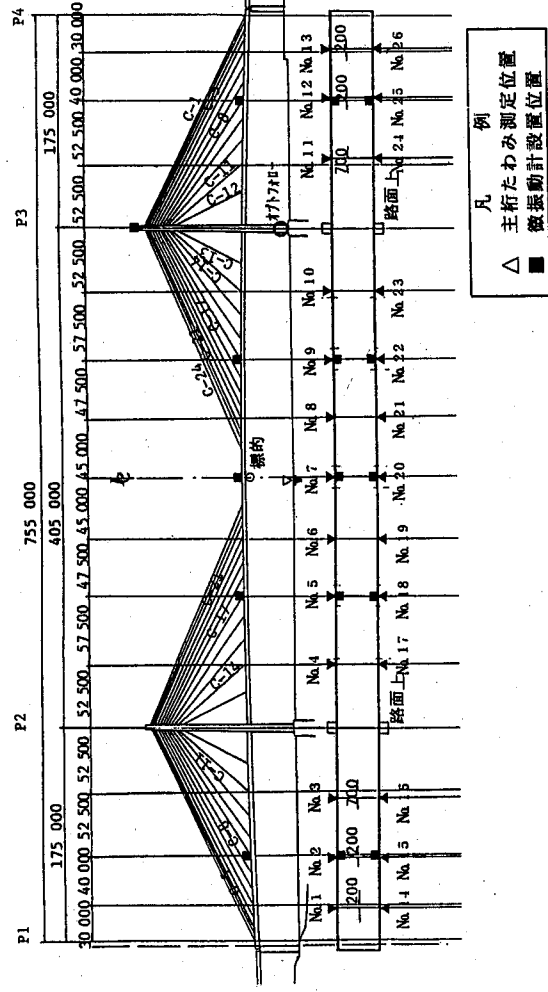


図-4 測定位置図

3. 測定精度

3-1. マノメーター法

前述したようにマノメーター法の精度確認を目的としてレベル測量との比較を行ったものが表-1である。レベル測量による実測値を正とした場合、マノメーター測定値の観差は着眼点付近では1%以下、その他の部分でも特異データを除くと2~3%である。また、これらのデータの平均絶対差は2.3mmとなり、測定精度的に問題はないものと考えられる。

表-1 レベル測定とマノメーター測定との比較

単位: mm													
測 点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
レ ベ ル 測 定	105	138	74	-68	-187	-379	-511	-387	-192	-68	80	146	111
マノメーター測定	107	143	75	-66	-186	-377	-513	-390	-193	-71	81	143	109
差	2	5	1	2	1	2	2	3	1	3	1	3	2
比 (%)	1.9	3.6	1.4	2.9	0.5	0.5	0.4	0.8	0.5	4.4	1.3	2.1	1.8
測 点	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
レ ベ ル 測 定	106	140	74	-69	-187	-381	-513	-391	-193	-69	80	147	111
マノメーター測定	108	142	78	-67	-186	-378	-511	-386	-193	-71	83	140	105
差	2	2	4	2	1	3	2	5	0	2	3	7	6
比 (%)	1.9	1.4	5.4	2.9	0.5	0.8	0.6	1.3	0.0	2.9	3.8	4.8	5.4

3-2. オプトフオロー法

オプトフオローの測定精度は、標的を視準したときの視野の大きさにより決定される。測定機器性能表によれば、その精度は視野の±0.2%以下、分解能は視野の0.01%以下となっている。本試験では測定距離が約210mであり、測定視野は650mmであった。したがって、性能表による精度は±1.3mm以下、分解能は0.065mm以下となる。

土木分野においては、オプトフオローによる長視準距離の測定事例が少ない。そこで、次に示す2つの方法で測定精度の確認を行った。

① 静的車両載荷状態でのマノメーター測定値との比較

②車面走行試験での自由減衰振動時の微振動測定値との比較

なお、微振動計は、動輪線型速度応答振動計(固有振動数1Hz、最大応答振動数30Hz)で、本試験では微積分増幅器を介して振動変位量の測定を行った。

測定精度検計結果は以下のとおりであり、4mm程度の変位量の測定には精度的に問題はなく有効なデータとなることが確認できた。なお、分解能については測定時のS/N比の問題等があり、性能表に示された分解能まで確認することはできなかった。

①静的載荷試験は中央径間中央に並列2台の試験車(総重量40t)を載荷した。

②測定値の比較は表-2のとおりであり、モノメーター測定値とは+1.0~+3.0mmの差が、また理論値とは-1.6~-3.0mmの差であった。

③車面走行試験の自由減衰振

動におけるオプ्टフロッ-と微振動計の測定値の比較は表-3のとおりであり、微振動計測定値を若干下回るもののほぼ一致するものであった。

表-2 オプットフロッ-とモノメーター測定値との比較

測定回	①モノメーター 測定値	②オプットフロッ- 測定値	②-①	備 考
1	58	59.4	+ 1.4	理論値は61
2	57	59.4	+ 2.4	
3	57	58.0	+ 1.0	

(単位: mm)

表-3 オプットフロッ-と微振動計測定値の比較

測定回	①微振動計 測定値	②オプットフロッ- 測定値	②-①
1	4.2	4.0	- 0.2
2	3.9	4.0	- 0.1
3	3.8	3.5	- 0.3
4	3.6	3.5	- 0.1
5	8.2	8.5	+ 0.3
6	7.0	7.0	± 0
7	6.6	6.0	- 0.6
8	7.3	7.0	- 0.3
9	7.2	6.8	- 0.4
10	6.9	6.5	- 0.4

(単位: mm)

4. 測定結果

4-1. 主桁鉛直たわみ

静的な載荷による主桁の鉛直たわみの実測値と理論値との整合性を把握することも、本試験の目的の一つである。中央径間中央に試験車を20台載荷(総重量400t)した状態におけるモノメーター法による主桁たわみ測定値と理論値との比較を行った結果、実測たわみ量平均値509mmに対して理論値は533mmと高い整合性を示している。図-6は上記載荷ケース状態での各測定位置における実測値と理論値と比較図である。図から明らかなように各測点においてモノメーターによる実測値と理論値とはほぼ一致していることが分かる。したがって、本橋のような長大橋においてモノメーターによる鉛直たわみの計測は有効な手法であると言える。

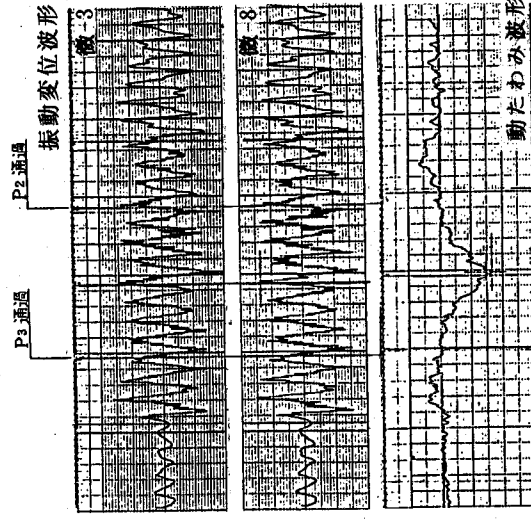


図-5 測定波形例

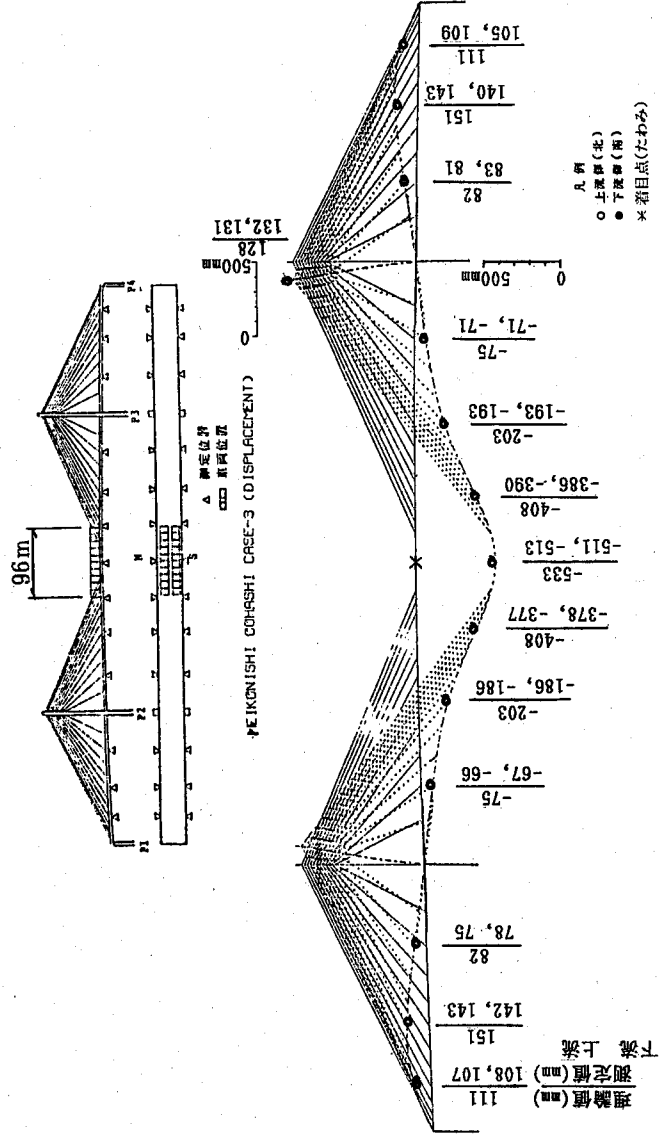


図-9 主桁鉛直たわみ測定結果

4-2. 衝撃係数

本試験の目的の一つである衝撃係数は、オプトフォロワーによる動たわみ測定値と、微振動計の振動変位測定値から以下の式により求めた。

$$i = \frac{d}{D - (d/2)}$$

ここに

i : 衝撃係数

D : オプトフォロワーの測定値

d : 微振動計の測定値

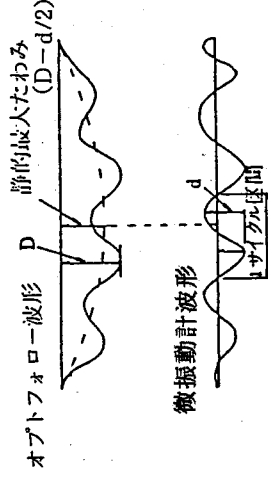


図-7 衝撃係数算出モデル

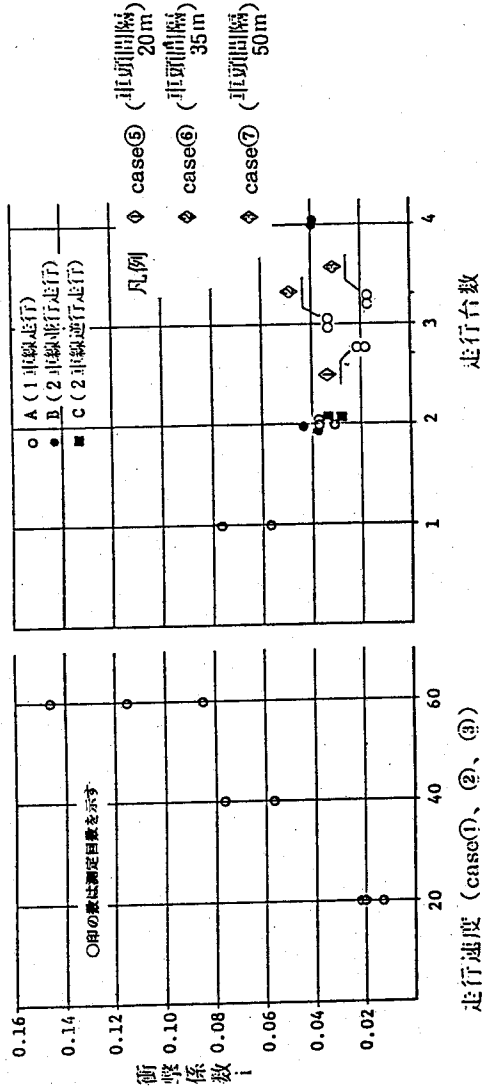


図-8 走行パターンと衝撃係数 (中央径間中央部)

求めた衝撃係数は、走行パターンにより0.02から0.15と変化する。

- ① 走行車両が1台の場合、走行速度が増加するほど衝撃係数も大きくなる。
- ② 走行車両台数が多くなると衝撃係数は小さくなる傾向にあるが一定値に漸近する。
- ③ 車頭間隔を共振車頭間隔とした場合、衝撃係数は大きくなる。
- ④ 設計時衝撃係数は0.09（主桁中央径間）であり、1台60km/h走行の走行パターンで実測した衝撃係数が上回る。

5. まとめ

長大橋載荷試験における測定方法は、長大橋であるがために通常の手法を適応することが困難な場合を生じる。本報告では、長大橋載荷試験の測定項目のうち静たわみ及び動たわみの測定に、それぞれマノメータ、オプ्टフォローを用いた測定事例を紹介した。

静たわみ測定にマノメータを用いることは、載荷試験時の測定時間をレベル測量による場合より大幅に短縮することができ、載荷試験の時間的制約を満足することが可能となる。また、マノメータの管長が最大200mに達する規模であったが、測定値の精度についても、測量値との比較ではあるが充分使用できることが分かった。なお、マノメータを用いる場合、準備作業に時間を要することと大きな温度変化への対応に配慮する必要がある。また、マノメータを動たわみ測定に応用することも今後の検討課題としたい。

動たわみ測定にオプ्टフォローを用いることは、その事例は少ないものの従来から行われている。オプ्टフォローは非接触光学式であり、基準点が不用なため長大橋等のたわみ測定には適した方法である。本報告で示したように視準距離が200mを越える場合でも測定が可能であり、精度的にもほぼ満足できることから、適用事例の増加が期待される。なお、オプ्टフォローを用いる場合、測定器本体の設置場所、標的の大きさと設置方法、標的白色部の照度確保の方法等に配慮する必要がある。

②⑥ Beating波形からの各単振動の対数減衰率算出法

(株)フジエンジニアリング

讃岐 康博

大塚 良隆

大舩 孝美

金子 鉄男

横 河 工 事 (株)

1. はじめに

長大橋においてその振動特性 (固有振動数, 固有モード, 減衰比, 剛性, 質量など) を把握することは、耐風・耐震安定性を検討する上で非常に重要である。特に減衰比は、制振対策装置設置の要否を判断する上でも重要なファクターであるが、振動特性の中でも最も推定にくい量と言われている。一般的には振動試験の実験データから次の手法に基づき算出している。

① 自由振動波形の周波数スペクトルから対象共振点近傍の逆フーリエ変換により時間領域に戻して対数減衰率を読み取る方法。

② バンドパスフィルタにより共振周波数近傍だけを取り出した波形から対数減衰率を読み取る方法。

③ 自由振動波形の周波数スペクトルの共振峰を利用したスペクトル法, 共振曲線法より読み取る方法。しかし、長大橋で低次の振動が連成し、Beating (うなり) 現象を生じている場合は、共振峰が接近しスペクトル法, 共振曲線法では正確な値が求められず、フィルタや逆フーリエ変換でも2種の振動を分離することは作業上困難である。このため実験モード解析のうち多自由度の曲線適合など、実務レベルでは難解な手法で解析しなければならない。

本報告では、W橋の振動実験で得られたBeating波形を例にとり、Beating波形の腹 (node) と節 (loop) の幅から連成する2種の振動の減衰比 (対数減衰率) を簡易的に算出する手法について考察する。

2. Beating現象から各振動の対数減衰率算出法

図-1に示すようなBeating波形が、図-2に示す2種の自由減衰振動の合成振動と仮定すれば、Beating波形の腹と節の振幅は、(1)式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= A_0 + B_0 \\ C_1 &= A_1 + B_1 \\ C_2 &= A_2 + B_2 \\ C_3 &= A_3 + B_3 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに

C_0 ; Beating波形の腹の振幅, C_2 ; Beating波形の第2の腹の振幅

C_1 ; Beating波形の節の振幅, C_3 ; Beating波形の第2の節の振幅

A_0, B_0 ; 2種の減衰振動の位相角が0で一致したときの振幅

A_1, B_1 ; 2種の減衰振動が A_0, B_0 から N_A, N_B 回振動し、位相角が0と π の逆位相で一致したときの振幅

A_2, B_2 ; 2種の減衰振動が A_0, B_0 から $2N_A, 2N_B$ 回振動し、位相角が再び0で一致したときの振幅
 A_3, B_3 ; 2種の減衰振動が A_0, B_0 から $3N_A, 3N_B$ 回振動し、位相角が0と π の逆位相で再び一致したときの振幅

たときの振幅

ただし、 N_A, N_B はBeating波形の腹から節までの時間Tの間起こるそれぞれの振動の回数。

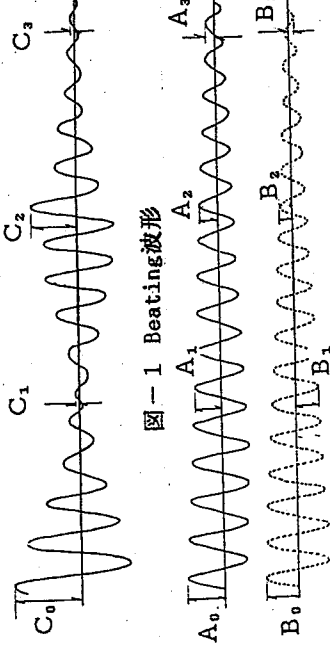


図-1 Beating波形

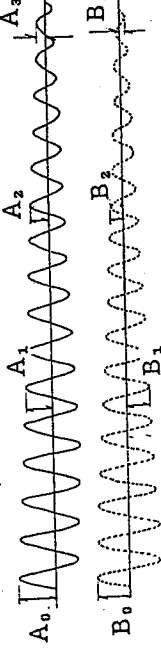


図-2 2種の自由減衰振動

$$T = \frac{1}{2(f_A - f_B)}$$

f_A : 振動 A の振動数
 f_B : 振動 B の振動数

今、2種の自由減衰振動 A, B の対数減衰率を δ_A, δ_B とすると各振幅は、(2)式のように表される。

$$\begin{aligned} \delta_A &= \frac{1}{N_A} \log e \frac{A_0}{A_1} & \therefore A_1 &= \frac{A_0}{e^{(N_A \cdot \delta_A)}} \\ \delta_A &= \frac{1}{2N_A} \log e \frac{A_0}{A_2} & \therefore A_2 &= \frac{A_0}{e^{(2N_A \cdot \delta_A)}} \\ \delta_A &= \frac{1}{3N_A} \log e \frac{A_0}{A_3} & \therefore A_3 &= \frac{A_0}{e^{(3N_A \cdot \delta_A)}} \\ \delta_B &= \frac{1}{N_B} \log e \frac{B_0}{B_1} & \therefore B_1 &= \frac{B_0}{e^{(N_B \cdot \delta_B)}} \\ \delta_B &= \frac{1}{2N_B} \log e \frac{B_0}{B_2} & \therefore B_2 &= \frac{B_0}{e^{(2N_B \cdot \delta_B)}} \\ \delta_B &= \frac{1}{3N_B} \log e \frac{B_0}{B_3} & \therefore B_3 &= \frac{B_0}{e^{(3N_B \cdot \delta_B)}} \end{aligned} \quad (2)$$

(2)式を(1)式に代入すると(3)式のような連立方程式が得られる。

$$\begin{aligned} C_0 &= A_0 + B_0 \\ C_1 &= \frac{A_0}{e^{(N_A \cdot \delta_A)}} + \frac{B_0}{e^{(N_B \cdot \delta_B)}} \\ C_2 &= \frac{A_0}{e^{(2N_A \cdot \delta_A)}} + \frac{B_0}{e^{(2N_B \cdot \delta_B)}} \\ C_3 &= \frac{A_0}{e^{(3N_A \cdot \delta_A)}} + \frac{B_0}{e^{(3N_B \cdot \delta_B)}} \end{aligned} \quad (3)$$

(3)式の連立方程式の δ_A, δ_B を既知量である $C_0 \sim C_3$ について解けばよい。
簡単のために、

$$\frac{1}{e^{(N_A \cdot \delta_A)}} = X, \quad \frac{1}{e^{(N_B \cdot \delta_B)}} = Y \quad (4)$$

と置き換えると(3)式は(5)式のようにになる。

$$\begin{aligned} C_0 &= A_0 + B_0 \\ C_1 &= X A_0 + Y B_0 \\ C_2 &= X^2 A_0 + Y^2 B_0 \\ C_3 &= X^3 A_0 + Y^3 B_0 \end{aligned} \quad (5)$$

(5)式の連立方程式を解くと(6), (7)式のような方程式が得られる。

$$(C_0 \cdot C_2 - C_1^2) X^2 + (C_1 \cdot C_2 - C_0 \cdot C_3) X + (C_1 \cdot C_3 - C_2^2) = 0 \quad (6)$$

$$Y = \frac{X C_1 - C_2}{C_1 - X C_0} \quad (7)$$

(6)式から

$$X = \frac{-(C_1 \cdot C_2 - C_0 \cdot C_3) \pm \sqrt{(C_1 \cdot C_2 - C_0 \cdot C_3)^2 - 4(C_0 \cdot C_2 - C_1^2)(C_1 \cdot C_3 - C_2^2)}}{2(C_0 \cdot C_2 - C_1^2)}$$

ただし $1 > X > 0$ なる根を選ぶ。

(8)式を(4)式に代入すると、対数減衰率 δ_A , δ_B は

$$\delta_A = \frac{1}{N_A} \log e \frac{2(C_0 \cdot C_2 - C_1^2)}{-(C_1 \cdot C_2 - C_0 \cdot C_3) \pm \sqrt{(C_1 \cdot C_2 - C_0 \cdot C_3)^2 - 4(C_0 \cdot C_2 - C_1^2)(C_1 \cdot C_3 - C_2^2)}}$$

$$\delta_B = \frac{1}{N_B} \log e \frac{C_1 - X C_0}{X C_1 - C_2}$$

となり、連成する2種の自由減衰振動の対数減衰率はBeating波形の腹と節の振幅から求められる。

3. 算出法の検証

対数減衰率および振動数を仮定した2種の減衰振動(振動A, 振動B)を人為的に連成させて得られる

Beating波形(振動C)の振幅から再度(9)式を用いて2種の対数減衰率を逆算し、仮定値と一致するか否かで算出法を検証する。

— 検証例 1 — (すべての振幅で $A > B$ の場合)

振動A

- ・ 振動数 ; $f_A = 0.5\text{Hz}$, 対数減衰率 ; $\delta_A = 0.05$
- ・ 振 幅 ; $A_0 = 10$, $A_1 = 7.79$, $A_2 = 6.07$, $A_3 = 4.72$

振動B

- ・ 振動数 ; $f_B = 0.55\text{Hz}$, 対数減衰率 ; $\delta_B = 0.08$
- ・ 振 幅 ; $B_0 = 9$, $B_1 = 5.80$, $B_2 = 3.73$, $B_3 = 2.40$

振動C (Beating振動)

- ・ Beating半周期(腹から節) ; $T = 10\text{秒}$
- ・ Beating半周期内の各振動の回数 ; $N_A = 5$, $N_B = 5.5\text{回}$
- ・ Beating振幅 ; $C_0 = 19$, $C_1 = 1.99$, $C_2 = 9.8$, $C_3 = 2.32$

振動C (Beating振動)の各値を(9)式に代入して、振動A, 振動Bの対数減衰率を計算すると

$$\delta_A = 0.05 \quad \delta_B = 0.08$$

となり、仮定値と一致する。

— 検証例 2 — ($A > B$ の関係が途中で逆転*する場合)

振動A

- ・ 振動数 ; $f_A = 0.5\text{Hz}$, 対数減衰率 ; $\delta_A = 0.08$
- ・ 振 幅 ; $A_0 = 10$, $A_1 = 6.70$, $A_2 = 4.49$, $A_3 = 3.01$

振動B

- ・ 振動数 ; $f_B = 0.55\text{Hz}$, 対数減衰率 ; $\delta_B = 0.05$
- ・ 振 幅 ; $B_0 = 9$, $B_1 = 6.83$, $B_2 = 5.19$, $B_3 = 3.94$

振動C (Beating振動)

- ・ Beating半周期(腹から節) ; $T = 10\text{秒}$
- ・ Beating半周期内の各振動の回数 ; $N_A = 5$, $N_B = 5.5\text{回}$
- ・ Beating振幅 ; $C_0 = 19$, $C_1 = -0.13$, $C_2 = 9.68$, $C_3 = -0.93$

振動C (Beating振動)の各値を(9)式に代入して、振動A, 振動Bの対数減衰率を計算すると

$$\delta_A = 0.08 \quad \delta_B = 0.05$$

となり、仮定値と一致する。

*「合成振動の平均振動数は2種の振動の振数が $A > B$, $B > A$

でも振数の大きい方の振動と一致する」という性質から

導く。2)

5. 対数減衰率算出の具体例

4-1 周波数分析結果が無い場合

— 対数減衰率算出例 1 —

図-5は試験車(45tクレーン車)が橋梁退出後に生じた側径間中央測定のBeating波形例である。

図-5から各値は次の様に読み取れる。

・ Beating波形の腹と節の振幅の読み取り

$$C_0 = 0.85\text{mm}, C_1 = 0.32\text{mm}, C_2 = 0.50\text{mm}, C_3 = 0.20\text{mm}$$

・ 合成振動の振動数(2種の振動のうち振幅の大きい方の振動数と一致)の読み取り

$$f_c = f_A = 0.86\text{Hz}$$

・ Beating半周期の読み取り

$$T = 17.5\text{秒}$$

・ 2種の振動のうち振幅の小さい方の振動数の算出

$$f_B = 0.89\text{Hz}, f_B' = 0.83\text{Hz}$$

・ Beating半周期内の各振動の振動回数

$$N_A = 15\text{回}, N_B = 15.5\text{回}, N_B' = 14.5\text{回}$$

上記各値を(9)式に代入し、2種の自由減衰振動の対数減衰率を求めると

$$\delta_A = 0.017, \delta_B = 0.019, \delta_B' = 0.020$$

となる。

— 対数減衰率算出例 2 —

図-6は試験車退出後に生じた中央径間3 $\frac{1}{8}$ 測定のBeating波形例である。

図-6から各値は次の様に読み取れる。

・ Beating波形の腹と節の振幅の読み取り

$$C_0 = 1.25\text{mm}, C_1 = 0.47\text{mm}, C_2 = 1.00\text{mm}, C_3 = 0.36\text{mm}$$

・ 合成振動の振動数の読み取り

$$f_c = f_A = 0.36\text{Hz}$$

・ Beating半周期の読み取り

$$T = 18\text{秒}$$

・ 振幅の小さい方の振動数の算出

$$f_B = 0.39\text{Hz}, f_B' = 0.33\text{Hz}$$

・ Beating半周期内の各振動の回数

$$N_A = 6.5\text{回}, N_B = 7\text{回}, N_B' = 6\text{回}$$

上記各値を式(9)に代入し、2種の自由減衰振動の対数減衰率を求めると

$$\delta_A = 0.018, \delta_B = 0.014, \delta_B' = 0.016$$

となる。

4-2 周波数分析結果が有る場合

— 対数減衰率算出例 3 —

図-7は前記した図-5

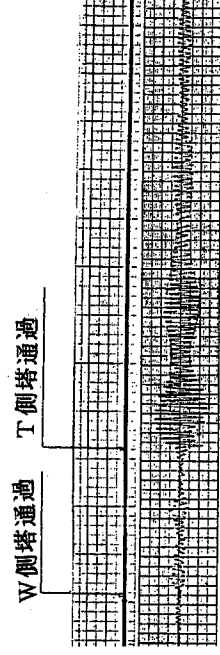


図-5 Beating波形例 (W橋側径間)

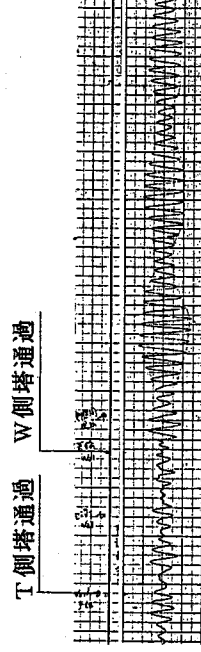


図-6 Beating波形例 (W橋中央径間)

の周波数スペクトルであり、Beatingは0.864Hzと0.835Hzの2種の連成振動であり、0.864Hzの振動振幅の方が大きいことが分かる。

図-5, 図-7から各値は次の様に読み取れる。

- Beatingの腹と節の振幅

$C_0=0.85\text{mm}$, $C_1=0.32\text{mm}$, $C_2=0.50\text{mm}$, $C_3=0.20\text{mm}$ 図-7 周波数分析結果(W橋側径間)

- Beating半周期の計算

$T=17.24\text{秒}$

- Beating半周期内の各振動の振動回数

$N_A=14.4\text{回}$, $N_B=14.9\text{回}$

上記各値を(9)式に代入し、2種の自由減衰振動の対数減衰率を求めると

$\delta_A=0.0177$, $\delta_B=0.0198$

となる。

—対数減衰率算出例 4—

図-8は前記した図-6の周波数スペクトルであり、Beatingは0.361Hzと0.332Hzの2種の連成振動であり、0.361Hzの振動振幅の方が大きいことが分かる。

図-6, 図-8から各値は次の様に読み取れる。

- Beatingの腹と節の振幅

$C_0=1.25\text{mm}$, $C_1=0.47\text{mm}$, $C_2=1.00\text{mm}$, $C_3=0.36\text{mm}$

- Beatingの半周期の計算

$T=17.24\text{秒}$

- Beating半周期内の各振動の振動回数

$N_A=6.2\text{回}$, $N_B=5.7\text{回}$

上記各値を(9)式に代入し、2種の自由減衰振動の対数減衰率を求めると

$\delta_A=0.0190$, $\delta_B=0.0169$

となる。

おわりに

以上、Beating波形から連成する2種の自由減衰振動の対数減衰率を算出する手法および算出具体例について述べた。

この手法によれば、Beatingの周期、振幅さえ読み取ることができれば、いかに2種の振動数が接近していようとも、各振動の対数減衰率を独立に求めることができる。また、連成する2種の周波数分析結果がなくても、Beating波形だけで各振動の対数減衰率を求めることができ、その値は周波数分析結果が有る場合の値と大差ないことも分かった。

参考文献

- 1) 長松昭男 : モード解析, 培風館 (1985)
- 2) 坪井忠二 : 振動論, 現代工学社 (1976 再版)

図-1 (T側側径間)

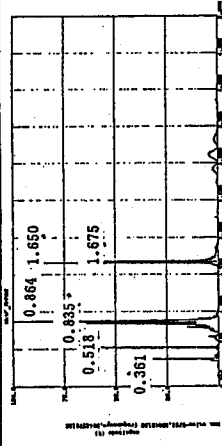


図-7 周波数分析結果(W橋側径間)

図-4 (T側3/8測点)

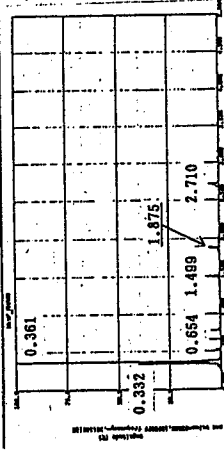


図-8 周波数分析結果(W橋中央径間)

②1 上路式鋼アーチ橋梁の振動測定

名古屋大学 加藤 雅史
名古屋大学研究生 田中 信治
名古屋大学大学院 高宮 進

1. まえがき

近年、橋梁の維持管理や補修補強が重要な問題として、クローズアップされてきている。鋼橋の1つの形式である鋼アーチ橋においても、交通量の増大や重量車両の通行によって、損傷を生じている例が幾つかあり、補強工事が行われている橋梁もある。アーチ形式の鋼橋の中でも、上路式鋼アーチ橋はその形式上の特徴から山間部等の谷を横断する位置に主に架けられており、交通量が多い橋梁では損傷が生じても近くに迂回路がなく補修補強のために通行止をすることが難しい場合もある。

多くの橋梁形式の中で、アーチ橋は比較的揺れ易い構造形式であり、その振動性状が損傷に結び付いている可能性も考えられる。こうしたことから、種々の形式の中から上路式鋼アーチ橋を取り上げ、その振動特性の特徴を把握するために、同一形式の橋梁2橋において振動測定を行ったので報告する。

測定対象とした橋梁は、A橋、B橋とも鋼逆ローゼ箱桁橋で、アーチリブは両端のヒンジ支点付近で幅が広がるバスケットタイプの構造である。アーチ支間はA橋が180m、B橋が162mである。2橋とも通行量の多い一方通行2車線の橋梁で、縦断勾配は進行方向に向かってA橋が1.4%の下り勾配、B橋が2.4%の上り勾配である(図-1、図-2)。

2. 測定方法

2-1 加振方法

橋梁の加振方法には多くの種類があるが、それぞれに長所短所があり、試験目的および現地の状況に応じて適切な方法を選択する必要がある¹⁾。

今回は、路面上を走行する一般車両を規制することなしに測定を行う必要があったため、一般走行車両による車両走行法を用いた。

尚、一般車両による車両走行法を用いる場合には、主として大型車の走行に伴う振動データをデータ解析の対象とすることになるが、大型車自身の固有振動数が3.0Hz程度であることから、これにより橋梁が

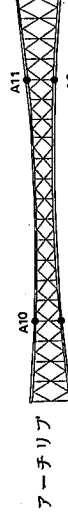
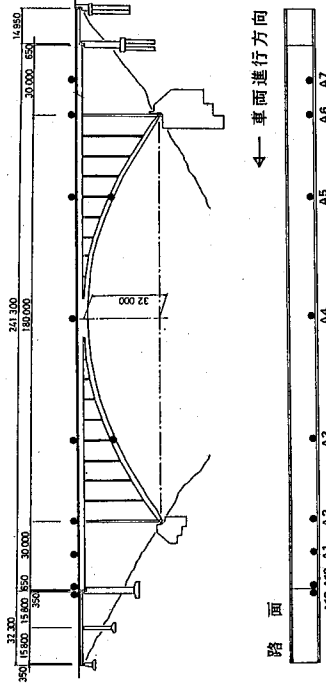


図-1 A橋の振動測定点位置

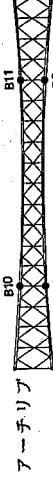
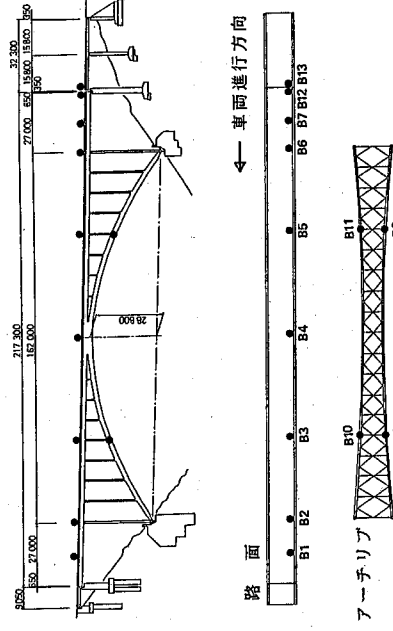


図-2 B橋の振動測定点位置

強制加振されることも考慮しておく必要がある。したがって、大型車が単独で走行した場合と複数の車両が橋梁上を不規則に走行した場合とをデータ解析時に区別できるようにしておく必要がある。

2-2 測定点および測定ケース

上路式鋼アーチ橋の振動測定では、アーチリブに振動計を設置することが難しい場合には、路面上だけで測定することが多い。しかし、橋梁全体の振動特性を得るには、床組・床版部のみならずアーチリブ部の振動性状を把握しておくことが望ましい。さらに、アーチ橋では面外方向の振動もかなり卓越することから、橋軸直角水平方向振動やねじれ振動も測定しておく必要がある。また、単純な構造の桁橋などでは、測定点はそれほど密に設けなくても、測定データから固有振動数や振動モードが把握できる。しかしながら、アーチ橋では振動数がかなり接近して高次振動までが卓越することから、測定点をかなり密に配置しておく必要がある。

今回の測定では、2橋ともアーチリブの一部に点検用の足場が用意されていたことから、上記の点と現地の状況を考慮の上、測定に要する時間を加味して、測定点を決定した。A橋、B橋とも測定点は、路面上に9点、アーチリブ上に4点の計13点である。A橋での測定点を図-1、B橋での測定点を図-2に示す。尚、A橋、B橋とも測定点12、13は、縦断勾配の下方の桁端部の動きを見るために追加的に設けたものである。

測定においては、測定点13点のそれぞれ鉛直方向、橋軸水平方向および橋軸直角水平方向の全39成分を同時測定するのが望ましいが、計測機器の成分数の関係などからA橋、B橋とも表-1、表-2に示すような5ケースに分けて、各ケース13成分づつの同時測定を行った。1ケース当りの測定時間は連続約10分間とし、A橋、B橋それぞれ1日で準備・測定を行った。

表-1 A橋の振動測定ケース

測定CASE	測 定 点 お よ び 測 定 方 向														主対象
	A 3-V	A 3-L	A 4-V	A 4-L	A 5-V	A 5-L	A 8-V	A 8-L	A 9-V	A 9-L	A10-V	A10-L	A11-V	A11-L	
CASE A1															アーチ リブ
CASE A2	A 3-V	A 3-R	A 4-V	A 4-R	A 5-V	A 5-R	A 8-V	A 8-R	A 9-V	A 9-R	A10-V	A10-R	A11-V	A11-R	
CASE A3	A 1-V	A 1-R	A 2-V	A 2-R	A 3-V	A 3-R	A 4-V	A 4-R	A 5-V	A 5-R	A 6-V	A 6-R	A 7-V	A 7-R	輪廻桁
CASE A4	A 1-V	A 1-L	A 2-V	A 2-L	A 3-V	A 3-L	A 4-V	A 4-L	A 5-V	A 5-L	A 6-V	A 6-L	A 7-V	A 7-L	
CASE A5	A 1-L	A 1-R	A 2-L	A 2-R	A 3-L	A 3-R	A 4-L	A 4-R	A12-V	A12-L	A12-R	A13-V	A13-L	A13-R	

注) 測定方向のV, L, Rは、それぞれ鉛直方向、水平橋軸方向、水平橋軸直角方向を示す。

表-2 B橋の振動測定ケース

測定CASE	測 定 点 お よ び 測 定 方 向														主対象
	B 3-V	B 3-L	B 4-V	B 4-L	B 5-V	B 5-L	B 8-V	B 8-L	B 9-V	B 9-L	B10-V	B10-L	B11-V	B11-L	
CASE B1															アーチ リブ
CASE B2	B 3-V	B 3-R	B 4-V	B 4-R	B 5-V	B 5-R	B 8-V	B 8-R	B 9-V	B 9-R	B10-V	B10-R	B11-V	B11-R	
CASE B3	B 1-V	B 1-R	B 2-V	B 2-R	B 3-V	B 3-R	B 4-V	B 4-R	B 5-V	B 5-R	B 6-V	B 6-R	B 7-V	B 7-R	編組桁
CASE B4	B 1-V	B 1-L	B 2-V	B 2-L	B 3-V	B 3-L	B 4-V	B 4-L	B 5-V	B 5-L	B 6-V	B 6-L	B 7-V	B 7-L	
CASE B5	B 4-L	B 4-R	B 5-L	B 5-R	B 6-L	B 6-R	B 7-L	B 7-R	B12-V	B12-L	B13-V	B13-L			B13-R

注) 測定方向のV, L, Rは、それぞれ鉛直方向、水平橋軸方向、水平橋軸直角方向を示す。

2-3 測定機器

測定では、振動計を測定点に測定方向に設置し、延長ケーブルで増幅器と接続する。増幅器で適度に増幅した振動データの電気信号をデータレコーダに入力して、データレコーダのテープに音声等と共にアナログ記録した。また、記録データを確認するためにシンクロスコップで波形をモニタした。

振動計は小型のひずみゲージ式加速度計（容量1G）を用い、路面上では写真-1のように治具に取り付けて置き、アーチリブには写真-2のように両面テープで張り付けた。また、各測定ヶースごとに測定点の移動などを行うために、加速度計と延長ケーブル、延長ヶースと延長ケーブルの接続は全てコネクタによるように、事前に準備をし、現地作業が敏速にできるようにした。

増幅器は動ひずみ測定器を用い、加速度振幅に合わせてレンジを設定し、10Hzのローパスフィルタで高振動数成分を除去した。また、データレコーダとしてはビデオテープのアナログデータレコーダ（14+2チャンネル）を使用した。

増幅器やデータレコーダはワゴン車に搭載し、ワゴン車を走行車線の外側に止めて測定を行った（写真-3）。尚、電源は携帯用小型発電機の100Vを使用した。

3. 測定データの解析方法

測定データの一般的な解析方法は、測定したアナログデータをAD変換し、そのデジタルデータをスペクトル解析する方法である。このスペクトル解析には、スペクトル解析の専用機器を用いたり、パーソナルコンピュータやミニコンピュータを用いたり、大型計算機を用いたりするが、ここでは大型計算機により解析を行った。以下に用いた解析方法を述べる²⁾。

(1) 振動データの可視化

各測定ヶースごとにデータレコーダに収録したデータを再生し、全てのデータをペンレコーダの記録紙に出力する。これはデータレコーダの電気テープの記録を可視化したもので、スペクトル解析の原資料となる。この作業は、大量の測定データのうち実際に解析する部分を決める作業にも必要なものである。

(2) 測定データのデジタル化

測定データは、アナログデータであるため、大

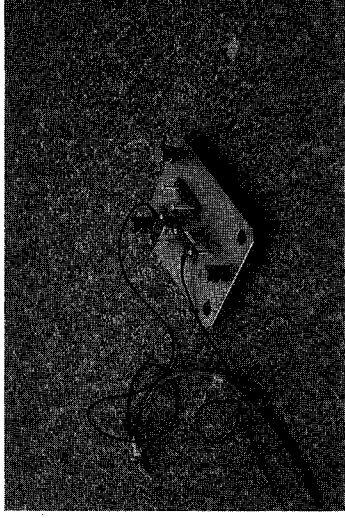


写真-1 路面上での加速度計の設置

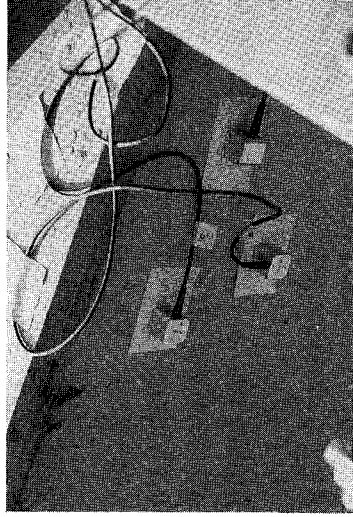


写真-2 アーチリブ側面での加速度計の設置

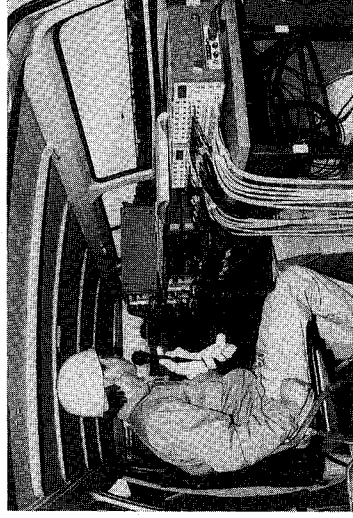


写真-3 測定車での測定状況

型コンピュータで解析するためにデジタルデータに変換する。1 ケースの測定データのうち、AD変換するデータ部分を(1)の記録紙の波形より選定し、データレコーダからの再生データをミニ・コンピュータに入力してAD変換する。この際サンプリングタイムは、振動数の分析範囲を考慮して0.05秒とした。測定時に既に10Hzのローパスフィルタで高振動数成分を除去しているのここではフィルタは使用しなかった。尚、AD変換においては、データの電圧信号を適度に増幅し $\pm 1V$ 以内で、0.001V刻みでデジタル化し電算機用磁気テープに書き込む。

(3) データファイルの作成

AD変換データを磁気テープから大型コンピュータに入力し、このデータを以後の解析に便利な形に編集してデータファイルを作成する。

(4) スペクトル解析

データファイルから各成分ごとに1024個のサンプリングデータを取り出しパワースペクトルを計算する。また、同時測定し同時AD変換した成分データそれぞれの組合せごとのクロススペクトルも計算し、コヒーレンス、位相差を求める。この計算は振動データをFFT法で直接フーリエ変換する方法によっている。結果は数値出力するとともに使用したサンプリングデータ、パワースペクトルも図化出力する。

(5) 固有振動数、振動モード、減衰定数の推定

スペクトル解析結果より各データのパワースペクトル値がピークを示す卓越振動数を読み取り整理する。この際、計算されたパワースペクトル値はある振動数間隔ごとのものであり、通常真のピーク値は得られていない。そこで次に、それぞれの卓越振動数付近のパワースペクトルデータより、パワースペクトル関数を最適次数多項式で近似し、得られた多項式関数からより正確な卓越振動数とスペクトルのピーク値を推定する。また、この得られた多項式関数にHalf-Power-Methodを適用して減衰定数を推定する。しかし、ここで計算される減衰定数はスペクトルの平滑化等による解析手法上の誤差が含まれているため、これを補正するために別途作成してある補正式を用いてより正確な値を求める。以上より、各成分データごとの卓越振動数、スペクトルの大きさ、クロススペクトルの位相差等を総合的に検討し、固有振動数とその振動モードおよび減衰定数を推定する。

4. 測定結果

4-1 A橋の測定結果

前章で述べた手順によって、まず全測定データをペンレコーダで記録紙に再生した。本橋は通過交通も多く、大型車混入率も高い。そのため小型車通行時には余り揺れないが、大型車両が通行する際には、かなり大きく揺れる。振動波形は省略するが、各測定点各方向の加速度振幅の大きさを比較すると、次のような特徴が見られた。

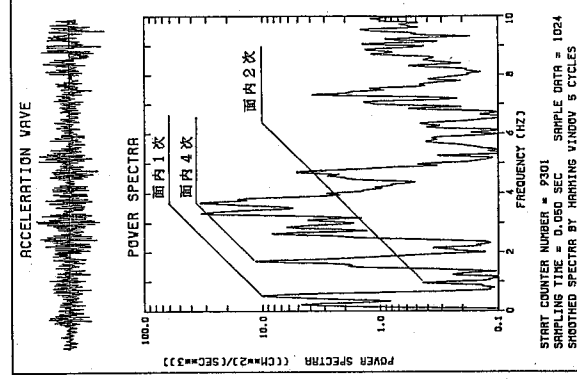
- 1) 全般的に鉛直方向振幅が最も大きく、次に橋軸直角水平方向、そして橋軸水平方向が最も小さい。これは本橋がアーチ系橋梁であることを考えれば当然のこととも言える。
- 2) 鉛直方向の振幅を各測定点間で比較すると、路面上、アーチリブともアーチ1/4点、1/2点、3/4点はほぼ同一の振幅の大きさを示している。これに対して、路面上の測定点A1、A7の振幅が大きい。本橋の補剛桁は3径間連続桁とみることでもでき、測定点A1、A7はそれぞれ両側径間中央に相当する位置である。この側径間部分には垂直材がないため、中央径間に相当するアーチスパン部より振幅が大きいのと考えられる。
- 3) 橋軸直角水平方向の振幅は、アーチスパン部においては鉛直方向の振幅に相当する程の大きさとなっている。上路アーチ系の橋梁によくあることであるが、本橋は基本的に面外方向の剛性が弱いと言えよう。

次に、測定データのスペクトル解析結果より振動特性を求めたが、パワースペクトル図の1例を図-3に

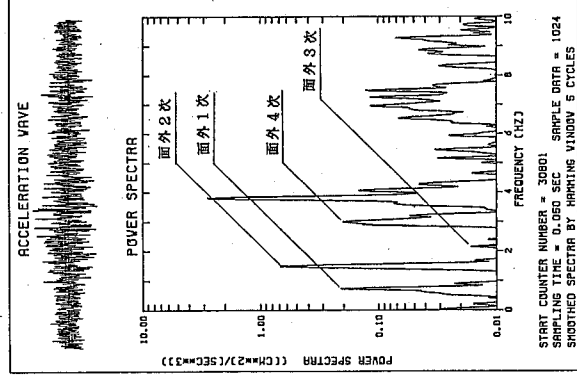
示す。図の上段は解析した加速度波形、下段はそのパワースペクトルである。面内、面外方向に、いろいろな卓越振動数がみられる。面内振動において面外振動の影響をうけているもの、またその逆のケースもあり複雑なスペクトル形状を呈している。一方、車両自身の固有振動数は2.5～3.5Hz前後と言われており、それらと連成して生じたものかどうかが判別の難しい卓越振動数もかなり見られる。

このように、複雑な卓越振動を総合的に整理して得られた面内振動1～4次、面外振動1～4次の計8個の固有振動数、減衰定数および振動モードを表-3に示す。この表より各固有振動についてまとめると、次のようである。

- 1) 0.51Hzが面内1次固有振動で、逆対称モードである。
- 2) 0.93Hzが面内2次固有振動で、対称モードである。
- 3) 1.52Hzが面内3次固有振動で、橋軸水平方向に振動するモードである。
- 4) 1.70Hzが面内4次固有振動で、対称モードである。
- 5) 0.72Hzが面外1次固有振動で、対称モードである。
- 6) 1.50Hzが面外2次固有振動で、逆対称モードであるが、主として補剛桁のみの振動である。
- 7) 2.13Hzが面外3次固有振動で、対称モードであるが、主としてアーチリブの振動で、アーチリブと補剛桁のモードが異なる。
- 8) 2.92Hzが面外4次固有振動で、逆対称モードであるが、主としてアーチリブのみの振動である。
- 9) 3.80～4.10Hzの卓越振動が面内、面外ともみられるが、振動モードがはっきりせず、どのような振動か明確でない。



Case A-1 測定点 A-5 鉛直方向



Case A-3 測定点 A-5 橋軸直交水平方向

図-3 A橋の振動波形およびパワースペクトルの例

表-3 A橋の実測振動特性

次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数	振動モード
1	0.51	0.013	面内1次
2	0.72	—	面外1次
3	0.93	0.018	面内2次
4	1.50	0.012	面外2次
5	1.52	0.012	面内3次
6	1.70	0.010	面内4次
7	2.13	0.008	面外3次
8	2.92	0.012	面外4次
	3.80 ～ 4.10		卓越振動

10)減衰定数は各モードとも1%前後の値となり、ほぼ妥当な値である。

以上の他に、2.6Hzから3.7Hzの間にも卓越振動がみられるが、前述したように走行車両自身の固有振動との区別が難しく、ここでは橋梁の固有振動から除外した。

4-2 B橋の測定結果

A橋と同様に振動波形は省略するが、各測定点各方向の加速度振動の大きさを比較すると、次のような特徴が見られた。

- 1) A橋と同様に、全般的に鉛直方向振動が最も大きく、次に橋軸直角水平方向、そして橋軸水平方向が最も小さい。これは本橋がアーチ系橋梁であることを考えれば当然のこととも言える。

2) 鉛直方向の振動を各測定点間で比較すると、路面上、アーチリブともアーチ1/4点、1/2点、3/4点はほぼ同一の振動の大きさを示している。これも、A橋と同様の結果である。

3) 路面上の測定点B1、B7の振動も上記2)のアーチリブ1/4点、1/2点、3/4点の振動とはほぼ同一である。これはA橋と異なる結果であるが、B橋はA橋よりスパンが短いことから、本橋の補剛桁の両側径間中央に相当する測定点B1、B7での振動がそれほど大きくないものと考えられる。ただし、車両進入してくる側の測定点B7では、車両進入に伴う衝撃的な波形がみられる。

4) 橋軸直角水平方向の振動は、アーチリブ部においては鉛直方向の振動に相当する程の大きさとなっている。しかし、補剛桁部の振動はこれよりかなり小さくなっている。この結果もA橋とは異なるが、これもB橋のスパンが短いことによるものと考えられる。したがって、B橋のアーチリブも基本的に面外方向の剛性が弱い、補剛桁はスパンが短いことにより相対的に面外方向の剛性が高いと言える。

次に、パワースペクトル図の1例を図-4に示す。図はA橋の図-3と同様に、面内、面外方向に、いろいろな卓越振動数がみられる。これら複雑な卓越振動を総合的に整理して得られた面内振動1~3次、面外振動1~

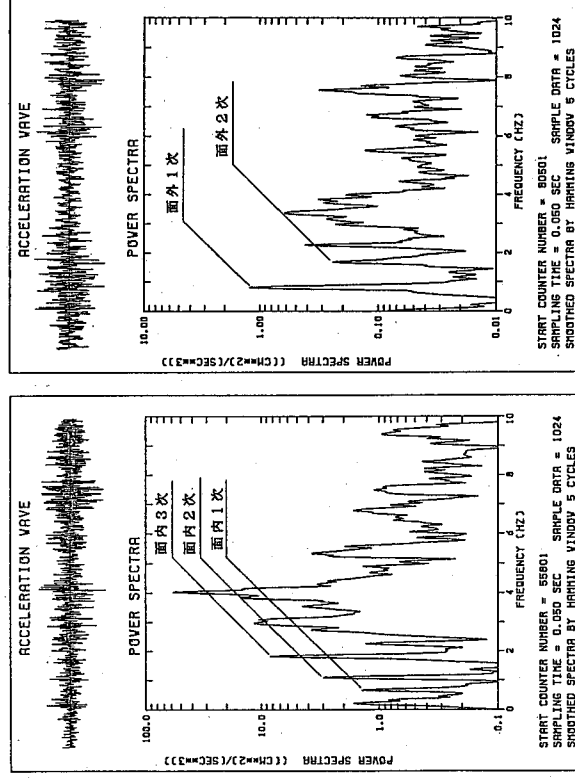


図-4 B橋の振動波形およびパワースペクトルの例

表-4 B橋の実測振動特性

次数	固有振動数(Hz)	減衰定数	振動モード
1	0.64	0.017	面内1次
2	0.81	0.019	面外1次
3	1.10	0.012	面内2次
4	1.68	0.019	面外2次
5	1.83	0.017	面内3次
	3.80 ~ 4.10		卓越振動

2次の計5個の固有振動数、減衰定数および振動モードを表-4に示す。この表より各固有振動についてまとめると、次のようである。

- 1) 0.64 Hzが面内1次固有振動で、逆対称モードである。
- 2) 1.10 Hzが面内2次固有振動で、対称モードである。
- 3) 1.83 Hzが面内3次固有振動で、対称モードである。
- 4) 0.81 Hzが面外1次固有振動で、対称モードである。
- 5) 1.68 Hzが面外2次固有振動で、逆対称モードであるが、主として補剛桁のみの振動である。
- 6) 3.80 ~ 4.10 Hzの卓越振動が面内、面外ともにみられるが、振動モードがはっきりせず、どのような振動かは明確でない。

7) 減衰定数は各モードとも1 ~ 2%の値となり、ほぼ妥当な値である。

以上の他に、2.6 Hzから3.7 Hzの間にも卓越振動がみられるが、走行車両自身の固有振動との区別が難しく、ここではA橋の場合と同様に橋梁の固有振動から除外した。

5. 考察

5-1 他のアーチ系橋梁との比較

今回対象としたA橋、B橋は共に鋼逆ローゼ箱桁橋であり、いわゆるアーチ系橋梁である。アーチ系橋梁の振動特性の特徴は、次のような点である。

- ①他の形式の橋梁に比して、比較的振動しやすい。
- ②桁橋等に比べて、高次の振動まで発生しやすい。
- ③必ずしも1次の固有振動が卓越するとは限らず、高次の振動が卓越することがある。
- ④アーチ系橋梁の中でも、上路橋は複雑な振動性状を示す。

⑤固有振動数と支間長の関係は、アーチ系橋梁の中でランガー桁およびローゼ桁の固有振動数が最も低い。

⑥ランガー桁およびローゼ桁の1次固有振動数は、一般に逆対称モードである。

アーチ系橋梁の面内固有振動数と支間長の関係プロットしたものを図-5に示す³⁾。この図は、起振機実験により実測されたデータである。また、この図には入っていないが、鋼逆ローゼ桁橋である上梨橋(支間127 m)では、面内1次が逆対称モードで1.16 Hzである。

一方、A橋の支間長は180 mで面内1次固有振動数が約0.5 Hz、B橋の支間長は162 mで面内1次固有振動数が約0.6 Hzである。こうしたことからアーチ系橋梁の振動特性、他橋の実測例と比較して、A橋およびB橋の振動特性は

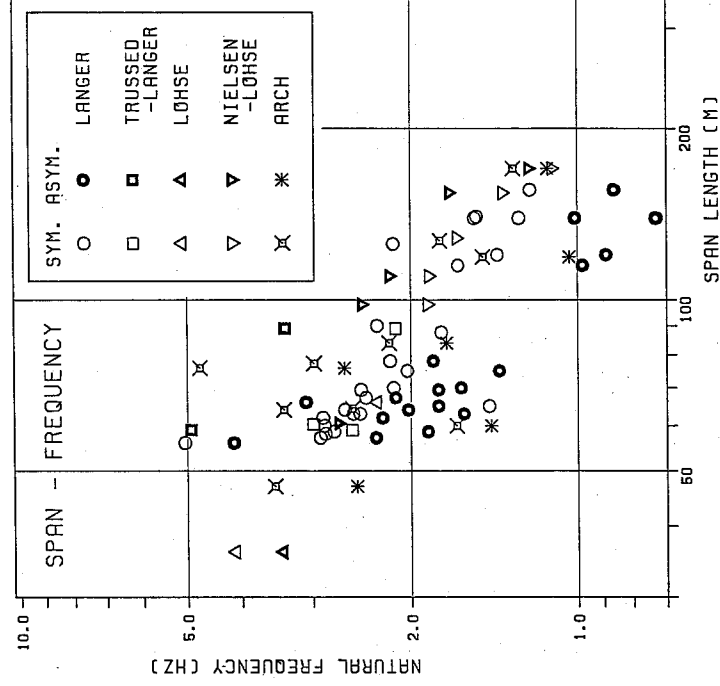


図-5 アーチ系橋梁の固有振動数と支間長

固有振動数が多少低めであるが、全体としては妥当であると考えられる。

5-2 上路式鋼アーチ橋の特徴

上路式鋼アーチ橋の面外方向の剛性が弱いことは、以前からも言われていることであるが、今回測定した2橋でも同様の傾向が見られた。今回更に、補剛桁とアーチリブの相互関係に着目してデーター解析を行ったところ、両者が必ずしも同一の動きをしないと言ふ興味ある結果が得られた。これは路面上だけの測定では計り知れないことであり、補剛桁とアーチリブでの同時測定の必要性を再確認する結果となった。

この補剛桁とアーチリブが異なる形状の振動モードで振動することは、アーチ支間の長いA橋で特に顕著である。これは支間が短ければ両者が一体となりやすいことに起因するものと考えられるが、両者が別々の動きをし易いということは、どこかに構造上の弱点があることをも意味しているのではないかと考えられる。このことは今回の2橋の測定からだけの推測であり、今後さらに検討を進めていきたいと考えている。

6. あとがき

以上、2橋の上路式鋼アーチ橋の振動測定方法およびその結果について報告したが、前述したようにに興味ある振動特性が得られた。今後さらに多くの同形式の橋梁で実測を行うとともに、数値計算等による検討も行っていきたいと考えている。

筆者は大学に所属していることから、振動測定に際して現地で準備作業に時間をかけることができない。また橋梁に傷をつけたり特別な治具で細工をすることも、後の補修ができないことから難しい。このため、本報告で述べたような測定方法に関する工夫をしたり、長い延長ケープルはリール巻にしたりして、とにかく現場での作業時間をできるだけ短くするよう努力している。本報告の測定方法や測定結果が、今後の各種橋梁の振動測定に際して参考となれば幸いである。

最後に、本測定の実施に際し御便宜を図っていただいた方々、御協力いただいた方々に対し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1)加藤雅史・島田静雄：橋梁の現地振動実験法、土木学会誌、Vol.66、No.2、PP38-42、1981年2月
- 2)加藤雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究、名古屋大学提出学位論文、1984年7月
- 3)加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析、土木学会論文報告集、No.311、PP49-58、1981年7月

②② ひよどり仮橋 (Cable Supported configuration)の振動特性評価

川崎重工業 奥田嘉久 川崎重工業 山本晃久
神戸大学工学部 宮本文穂 神戸市土木局 島田喜十郎

まえがき

ひよどり地区仮設橋梁は神戸市の北神戸地域と市街地を結ぶ都市計画道路長田箕谷線のひよどり地区に架設された橋梁で、ケーブル支持桁 (Cable supported girder)¹⁾ 構造を採用した国内最初の橋梁である。本仮橋は長田箕谷線本線の大量の切取土の場外への短期搬出を目的とした仮橋であり、昭和63年9月から供用している。本仮橋は早期建設と過酷な使用条件が予定され、更に、仮橋であるという特異性を考慮して、簡素で経済性に優れ、かつ撤去し易い構造形式が望まれた。また、架設現場の地形条件を加味して、総合的に合理的な橋梁形式を検討し、図1に示す形式を採用した。

本仮橋は支間24mの単径間桁3連で構成されており、本仮橋が新形式であることおよび高橋脚を有することなどの特異性もあり、これらの問題点について調査・確認する必要があった。

本論文では、本橋形式の振動特性の解明のための理論解析および実橋実験の概要を報告する。

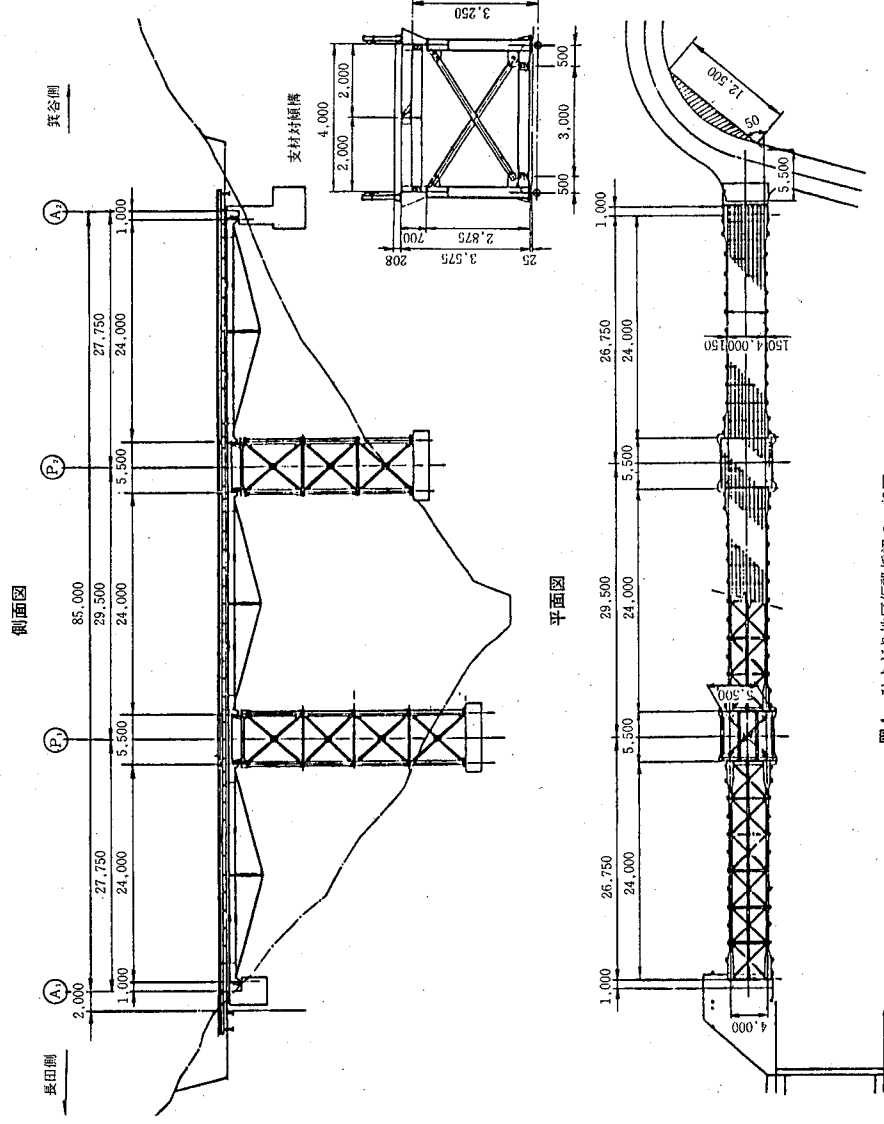


図1 ひよどり地区仮設橋梁の一般図
Fig. 1 General configuration of Hiyodori-Area Temporary Bridge

1. 橋梁の概要

本仮橋の特徴を次に示す。

- ① 上部工はケーブル支持桁 (Cable supported girder) 形式であり、我国では初めての橋梁形式である。
- ② 上部工はこの種の形式では最もシンブルなキングポスト式²⁾ (支間中央に1支材を設けた形式) を採用している。
- ③ 本仮橋は供用期間が短いため、経済性および工期短縮を考慮して主要部材に形鋼を使用し、無塗装で供用している。
- ④ 下部工は地形上の制約を受けて高橋脚を有し、基礎は軟岩上に直接設置する重力式基礎とした。なお、本仮橋の主要諸元を表1に示す。

表1 ひよどり地区仮設橋梁の主要諸元
Table 1 Principal particulars of Hiyodori-Area Temporary Bridge

		内 容		備 考
橋梁形式	上部工	ケーブル支持橋		Cable Supported Bridge
	下部工	3, 4 層ラーメン形式		
一般寸法	橋 基 礎	重 力 式		
	橋 長	85.0 m		
	上 支 間	24.0 m		
	部 支 材 高	3.250m		
	工 幅 員	4.0 m		
平面線形	橋脚高	2×6.1m+5.25m+6.3m=23.75m		目標形状 
		2×6.1m+6.3m =18.5m		
線 形	勾 配	縦断勾配 0 %, 横断勾配 0 %		
	活荷重	TL-20		T-30荷重の照査
主要部材	上 主 桁	H 700×300×13×24		SS41
	支 材	H 300×300×10×15		SS41
	ケーブル	スパイラルロープ80φ		E = 16, 000kg/mm², P _{cr} ≧ 554 ⁴
	床 組	覆 工 板		落とし込み方式
	脚 柱	Pipe 508.0φ×9.5		SS41
	基 礎	コンクリート強度210kg/cm²		
設計重量	主桁, 他		69 t	
	ケーブル		6 t	
	橋 脚		85 t	

2. 構造特性

(1) 検討方針

ひよどり地区仮設橋梁は、ケーブル支持桁 (Cable supported girder) 構造を採用した国内では最初の橋梁形式であるため、その力学性状および振動性状等の特性を把握することは、本仮橋の安全性を評価する上で極めて重要である。また、これらの特性を把握することにより、今後本格的な橋梁への適用が可能となると考える。

これらを検証するために、次の事項について検討を行ったが、本論文では、特に、②について報告する。

- ① 力学性状：本形式の定性的な力学性状を把握するために、主要部材 (主桁, 支材, ケーブル) の剛性を変数として断面力および変形をパラメータ解析している。

- ② 振動性状：本形式の動的な剛性を評価するために、本仮橋および同支間の桁橋について固有振動解析を行っている。

(2) 振動性状

本形式の振動性状を把握することを目的として、ここでは本仮橋および同支間の桁橋についての振動性状の比較を行っている。解析は表2で示す4種類の立体モデルを用いて固有振動解析を行い、鉛直面内振動、水平面外振動、ねじり振動の固有振動を抽出した。

計算結果をまとめたものを表3に、タイプAの代表的な振動モードを図2に示す。これらより、次の点が確認できる。

- ① 最も低次の振動モードである鉛直面内1次振動について、タイプAの振動数はタイプDと同程度であり、すなわち、同支間の所要剛度を有する単純梁と本仮橋の動的剛性は、最低次の振動モードに對して同程度である。
- ② 鉛直面内振動では、対称1次振動モード以外の振動モードに對しては、支材取付点のバネ支点としての剛性向上の効果が認められない。
- ③ 水平面外振動およびねじり振動については、同一モードに着目すればどの形式も振動数に有意差は認められない。

表2 固有振動解析モデルの概念
Table 2 Conceptual configuration of models for natural vibration analysis

タイプ	モデル概念図	備考
タイプA		本仮橋の諸元値を用いたモデル
タイプB		本仮橋の主桁剛性を有した2径間連続形式のモデル
タイプC		本仮橋の主桁剛性を有した単純梁形式のモデル
タイプD		所要剛度を有する単純梁形式のモデル

鉛直対称1次振動モード (FREQ.=3.97Hz)

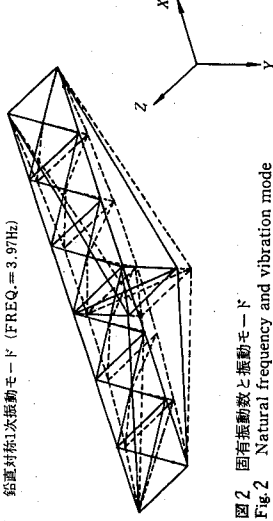


図2 固有振動数と振動モード
Fig.2 Natural frequency and vibration mode

表3 固有振動数と振動モードの解析結果
Table 3 Analysis results of natural frequencies and modes

振動モード		タイプ		タイプA		タイプB		タイプC		タイプD		(単位: Hz)
		対称	逆対称	振動モード	振動数	振動モード	振動数	振動モード	振動数	振動モード	振動数	
鉛直振動	1次	対称			3.97	—			1.90		3.61	
	2次		逆対称		16.48	—			17.00		32.28	
	1次		逆対称		7.60		7.60		7.60		14.43	
	2次						29.44					
水平振動	1次	対称			9.05	—			9.53		9.65	
	2次		逆対称		28.84	—			30.41		30.61	
	1次		逆対称		20.54		20.82		20.55		20.56	
	2次				38.12		38.38		38.12		39.10	
ねじり振動	1次	対称			4.05	—					3.61	
	2次		逆対称		16.53	—			17.00			
	1次		逆対称				7.60		7.60			
	2次				29.44		35.18		29.44		55.90	
構造系												

以上の振動性状とともに、本仮橋の形式（タイプA）の最低次数の振動数が4Hz近くにあることより、所要剛度を有する同支間の桁橋と同程度の動的剛性（橋体への影響の大きい最低次モードに対して）を有していることが確認できた。

3. 実橋実験³⁾

(1) 実験の目的

実橋実験は本仮橋の $P_2 \sim A_2$ 上部工（図1）を対象に、静的載荷試験および動的試験を行い、その静的および動的特性を理論値と比較・検討することにより本仮橋の力学性状を把握することを目的としている。また、同時に設計時の仮定条件の確認も行っている。

(2) 実験の種類と実験方法

実験は本仮橋が新形式であるがゆえに未確認な部分も多く、これらの基本的な特性を把握するために、表4に示す各種試験を実施した。また、これらに対応する試験ケースを表5に示す。

センサーは静的載荷試験に対して電氣的変位計およびひずみゲージを用い、動的試験に対して光学式変位計、加速度計およびひずみゲージを配置した。なお、動的試験については、橋脚との連成振動の影響を確認するために、橋脚上にも加速度計を設置した。

表4 実橋実験の一覧
Table 4 Items for field experiments

試験の種類	測定項目	得られる主な力学特性
試験車による静的載荷試験	主桁変位、主桁ひずみ、支材ひずみ、ケーブルひずみ	変位分布、ひずみ分布、部材内のM、N、ケーブル応力
試験車による走行試験	主桁変位の時間的変化	衝撃係数
動的重種落下試験	主桁ひずみの時間的変化	各次の振動数および振動モード、各振動モードでの減衰特性
動的試験	橋脚上での応答加速度 入力加速度（重種落下試験のみ）	減衰特性
常時試験	主桁の応答加速度	固有振動数、振動モード、減衰特性

表5 試験ケースの一覧
Table 5 Items for cases of experiments

試験	測定ケース	載荷条件	荷重	測定回数	備考
静的載荷試験 (S)	S 1	支間中央で中心載荷	T-20	3	
	S 2	支間1/4点で中心載荷	T-20	3	
	S 3	支間中央で偏心載荷	T-20	3	
	S 4	支間1/4点で偏心載荷	T-20	3	
走行試験 (D)	D 1	走行速度および方向10km/h長田→真谷	T-20	3	
	D 2	走行速度および方向20km/h長田→真谷	T-20	3	
	D 3	走行速度および方向10km/h長田→真谷	T-20	3	
	D 4	走行速度および方向20km/h長田→真谷	T-20	3	
動的重種落下試験 (IW)	IW 1	支間中央で中心載荷	300kg	10	曲げ対称一次
	IW 2	支間1/4点で中心載荷	300kg	10	曲げ逆対称一次
	IW 3	支間中央で偏心載荷	300kg	10	ねじり対称一次
	IW 4	支間1/4点で偏心載荷	300kg	10	ねじり逆対称一次
クレーンによる 吊上げ試験(I C)	I C 1	支間中央で対称吊上げ	4,500kg	3	曲げ対称一次
	I C 2	支間1/4点で対称吊上げ	9,000kg	3	曲げ逆対称一次
	I C 3	支間中央で偏心吊上げ	4,500kg	3	ねじり対称一次
	I C 4	支間1/4点で偏心吊上げ	4,500kg	3	ねじり逆対称一次

(3) 実験結果

(i) 静的載荷試験

試験車（総重量24.1^t）の載荷位置を変えて静的に載荷した場合の主桁のたわみとひずみおよび支材のひずみを測定した。この中で、主な測定結果を次に示す。

- ① 各載荷条件下で得られたたわみ実測値をたわみ分布として図示したものを、理論値も合せて図3に示す。これより、中心載荷時のたわみ分布形は両主桁ではほぼ対称形となっており、偏心載荷時には試験車の偏心量に対応したたわみ分布形となっている。これは、荷重を両主桁に1-0分配した場合の理論値とかなりよい一致を示している。
- ② 各載荷条件下での支材中央付近のひずみ分布形を図4に示す。これは、主桁と支材の取付点を剛結と考えた場合の理論値と比較的よい一致を示している。

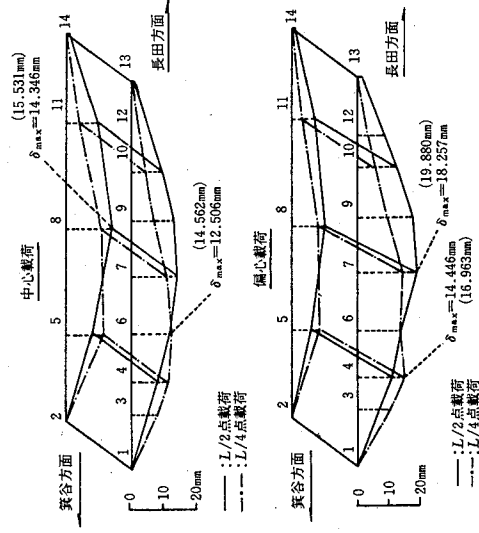


図3 静的載荷時の桁たわみ分布

Fig. 3 Deflection curves on main girder under static load

(ii) 走行試験

走行試験による支間中央における動的変位の時間的変化の一例を図5に示す。この変形量の最大値は、静的載荷によるたわみ（図3）と大差ないことが確認できる。また、応答振幅より求めた衝撃係数を表6に示す。これより、個々の衝撃係数の値にはかなりのバラツキが見られるが、いずれにしても0.06~0.10付近の値を示しており、設計時の衝撃係数0.923よりかなり小さいものとなっていることがわかる。なお、橋脚上に設置した橋軸方向および橋軸直角方向加速度計には加速度がほとんど検出されず、上部工と橋脚の連成は認められなかった。

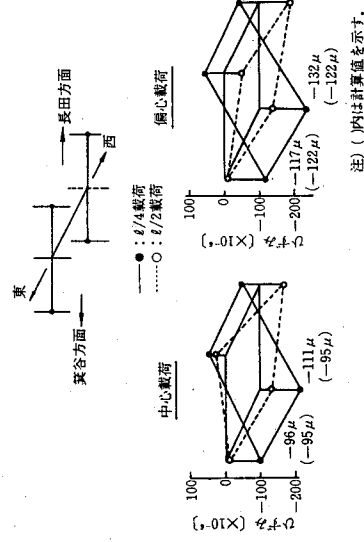


図4 静的載荷時の支材ひずみ分布

Fig. 4 Strain curves on vertical members under static load

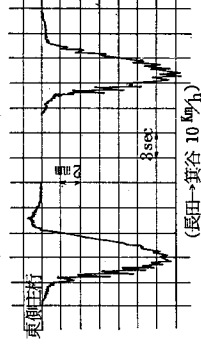


図5 試験車走行試験時の主桁応答振幅

Fig. 5 Response amplitudes on main girders under experiments with moving truck

表6 支間中央の応答振幅より求めた衝撃係数
Table 6 Impact coefficients conducted from response amplitudes at center of span

試験No.	主 桁	繰 返 し 回 数				平均
		①	②	③	④	
D 1	左	0.045	0.107	0.085	----	0.079
	右	0.054	0.092	0.135	----	0.094
D 2	左	0.056	0.113	0.106	----	0.092
	右	0.059	0.108	0.104	----	0.090
D 3	左	0.076	0.078	0.050	----	0.068
	右	0.081	0.057	0.030	----	0.056
D 4	左	0.073	0.090	0.124	0.132	0.105
	右	0.062	0.059	0.140	0.154	0.104

(iii) 重錘落下試験

重錘落下試験より得られた重錘

の入力加速度および主桁各測点の応答加速度相互間の関係にモーダル解析を適用し、モーダルパラメータとして固有振動数、減衰定数等の振動特性を推定した結果を表7に、さらに、グラフウィック装置を用いて振動モードをアニメーション化したものを図6に示す。

また、このときの主桁の減衰振動

の一例を図7に、減衰振動より計算した減衰定数等を表8に示す。これらより、次のことが確認できる。

- ① 各次の固有振動数については、実測値と理論値は比較的よい一致を示しているが、各次数とも実測値が理論値よりも1〜2割上回る結果となっている。これは、理論値には高欄、覆工板等による柔な拘束の影響が考慮されていないこと他に、試験に用いた重錘 (300kgf) のmassの効果が橋梁の有しているmassに対してやや過大であったため、振動モードが必ずしも解析時のモードと一致しなかったことが考えられる。
- ② 各次数の対数減衰率については、バラツキはあるものの1次振動モードでは0.3〜0.5となっており、構造減衰は同程度の支間の橋梁⁴⁾と比べてかなり大きいと言える。
- ③ 主桁の減衰振動より計算した対数減衰率とモーダル解析による曲げ対称1次およびねじり対称1次の振動モードに対する対数減衰率は、かなりよい一致を示している。

(iv) 吊上げ試験

クレーンを用いた吊上げ・開放による自由減衰振動試験より得られた主桁の減衰振動を図7に、減衰振動より計算した減衰定数等を表8に示す。これより、吊上げ試験で得られた対数減衰率の平均値は約0.38となり、重錘落下試験結果とほぼ同様の値となっており、本仮橋の構造減衰が大きいことと同時に試験精度を確認することができた。

表7 モーダル解析結果 (重錘落下試験)
Table 7 Model analysis results for experiments by falling mass

試験種類	振動数 (Hz)	測定値/計算値	対数減衰率	減衰定数	備考
1W1 (L/2中央)	4.86 (3.97)	1.23	0.3142	0.0500	曲げ対称1次
	17.71 (16.48)	1.08	0.5096	0.0811	曲げ対称2次
1W2 (L/4中央)	8.45 (7.60)	1.11	0.5083	0.0809	曲げ逆対称1次
1W3 (L/2偏心)	4.30 (4.05)	1.06	0.3104	0.0494	ねじり対称1次
	8.13		0.2017	0.0321	ねじり逆対称2次
1W4 (L/4偏心)	12.05		0.0440	0.0070	曲げ逆対称2次

注) 1. カッコ内の振動数は理論値を示す。
2. 1W4について、解析にて20次までに明確なモードが表われていない。

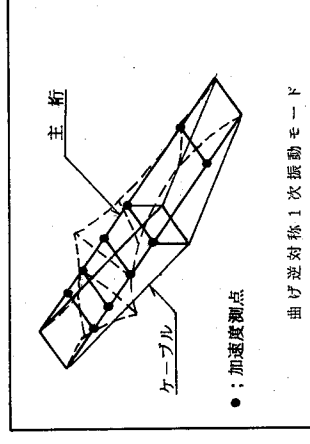
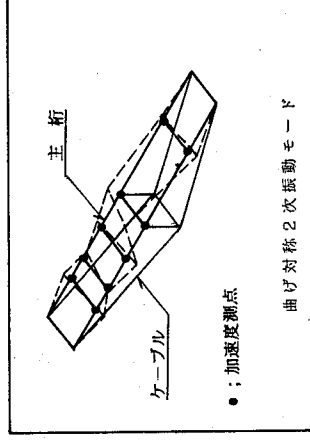
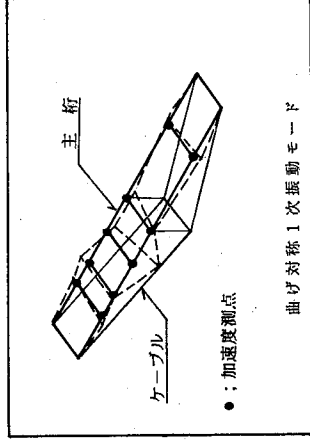


図6 振動モードのアニメーション

Fig.6 Animation of vibration modes

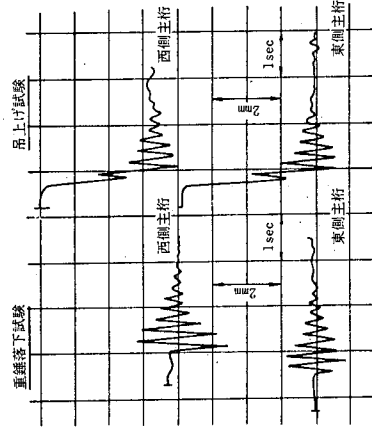


図 7 主桁の減衰振動
Fig. 7 Damped vibrations on main girders

表 8 支間中央の減衰振動より求めた対数減衰率と減衰定数
Table 8 Logarithmic decrements and damping constants based on damped vibration at the center of span

試験	試験No.	主桁	対数減衰率	回帰相関係数	減衰定数
重錘落下試験	IW 1 ⑥	左	0.3374	0.985	0.0536
		右	0.3082	0.989	0.0490
	IW 3 ⑥	左	0.5018	0.978	0.0798
		右	0.3742	0.987	0.0595
	平均値		0.3804	----	0.0604
	IC 2 ②		0.3232	0.943	0.0514
吊上げ試験	IC 2 ③	左	0.3820	0.974	0.0608
		右	0.3420	0.983	0.0544
	平均値		0.3614	----	0.0575
	IC 2 ②		0.3232	0.943	0.0514
	IC 2 ③		0.3820	0.974	0.0608
	平均値		0.3614	----	0.0575

(4) 実験結果の総括

本実験は、本仮橋が国内では新形式の橋梁であるため、その力学性状を実験結果と解析結果の比較を通じて明らかにしようとしたものである。本実験を通じて明らかになった諸点をまとめたものを以下に示す。

- ① 試験車による静的載荷試験より得られた主桁たわみ分布形は、本仮橋の設計時に仮定した荷重分配 (1-0分配) を考えた理論値とよい一致を示しており、設計時の断面諸量の算定が妥当であったと言える。
- ② 重錘落下試験より得られた各次の固有振動数は、固有振動解析結果と比較的よい一致を示している。また、試験車による走行試験および各種の加振試験より得られた衝撃係数および減衰定数などを、設計値と比較および同程度の支間の橋梁と比較した結果、本仮橋は良好な動的特性をもつことが確認できた。

あとがき

本仮橋はケーブル支持桁 (Cable supported girder) 構造を採用した国内では最初の橋梁形式であるため、その力学性状および振動性状について理論解析と実橋実験の両面から検討を加えた。その主な結果をまとめると次のとおりである。

- ① 本仮橋の動的な剛性は、鉛直対称 1 次モードにおいて同支間の所要剛度を有する単純桁と同程度であり、特に揺れやすい傾向はない。
 - ② 静的載荷試験結果より、設計時の仮定および断面諸量の算定が妥当であることを確認できた。
 - ③ 動的試験より得られた各種の動的諸量 (固有振動数、衝撃係数、減衰定数等) は、解析結果と比較、設計値と比較および同程度の支間の橋梁と比較した結果、解析結果 (固有振動数) と比較的よい一致を示すとともに、本仮橋の良好な動的特性を確認することができた。
- これらの理論解析と実橋実験による検証の結果、本仮橋の動的および静的な挙動に対する安全性を確認することができたと考えられる。

また、この他に本形式の特徴として、次の事項が考えられる。

- ① 上路形式で簡易なことより、通行車両の視界を遮ることなく、特に深い渓谷を通過するような場合には景観的に有利となる。

② 文献によれば、斜張橋と併用することにより、同一スパンの橋梁を主塔などの高さや断面を小さく抑えて設計できる⁵⁾と同時に、ケーブルの張り方を工夫することにより更に合理性を追求できる。

③ ケーブルを架設時に利用する方法として、本設ケーブルを用いた桁の架設あるいは張渡した本設ケーブルを作業足場として利用する方法が考えられ、今後の検討により、現場作業の合理化を図ることができ。

今後、本報で検証した特性値を基礎として、本形式の特徴を踏まえ本格点な橋梁への適用へ展開していきたい。

本論文は、本仮橋を対象としてケーブル支持桁 (Cable supported girder) 形式の力学性状説明のための解析の一部と実験実験結果を中心に報告したが、紙面の都合上概略的な内容となったことをお断りするとともに、今後この種の橋梁の採用にあたり参考となれば幸いと考えている。

最後に、実験の計画・実施に当たり御指導頂いた神戸大学工学部土木工学科 西村昭教授以下関係各位に対して、ここに厚く感謝の意を表わします。

参 考 文 献

- 1) J. Schlaich, R. Bergermann : "Some Subjective Remarks on Cable Bridge Design", The Structure Group-Metropolitan Section (Session #6), ASCE SPRING SEMINAR ('88)
- 2) 福田武雄 他 : "土木工学ハンドブック (土木学会編), 14編 2 章 11 節", ('58) 883 [技報堂]
- 3) 西村 昭 : "神戸市都市計画局委託業務報告書 I 編 4 章", ('88) [建設工学研究所]
- 4) 大地羊三 他 : "土木技術者のための振動便覧, 付録 A-4", ('66) 412 [土木学会]
- 5) J. Schlaich, J. Seidel, D. Sandner : Teilweise unterspannte Schrägkabelbrücke über die Obere Argen, Proc. of IABSE Congress ('88)

としたバンドパスフィルター(24dB/oct)を介して応答変位波形を書き出し、その書き出し波形から各次数について求めた。これらの結果を表-1に示す。

表-1 固有振動数と対数減衰率

振動次数	固有振動数			対数減衰率		
	現在実測値 (A)	理論計算値 (B)	実測値/理論値 (A)/(B)	現在実測値	減衰定数 質量定数時を算出	
対称振動	一次	0.361	0.349-0.368	0.332(0.346)	1.11	0.014-0.016
	二次	0.513-0.518	0.518-0.520	0.493(0.500)	1.05	0.015-0.019
	三次	1.098-1.113	1.091-1.111	1.153(1.153)	0.97	0.013-0.015
	四次	1.875	2.162(2.162)	0.87	—	0.021-0.025
逆対称振動	一次	0.332	0.261	0.252(0.252)	1.32	1.04
	二次	0.776-0.781	0.757-0.771	0.770(0.770)	1.01	0.015-0.019
	三次	1.489	—	1.614(1.614)	0.87	0.013-0.027
	四次	0.650-0.654	0.642-0.650	0.501	1.31	0.029
水平たわみ振動	一次	0.260-0.290	—	1.040	—	—
	二次	—	—	0.236	1.23	0.547-0.572
	三次	—	—	0.669	—	—
	四次	0.835	—	0.758	1.17	0.021-0.022
鉛直たわみ振動	一次	0.859-0.869	—	0.802	1.15	0.015-0.019
	二次	1.650-1.660	—	—	—	0.021-0.033
	三次	0.313-0.386	0.351-0.381	—	—	—
	四次	0.410-0.435	—	—	—	—
主塔	一次	0.518-0.576	0.516-0.552	—	—	—
	二次	0.670-0.688	0.640-0.655	—	—	—
	三次	0.708-0.781	0.771-0.775	—	—	—
	四次	0.811-0.874	—	—	—	—
減衰	一次	1.040	1.108-1.109	—	—	—
	二次	2.070	—	—	—	—

・動的増幅率(衝撃係数)は、中央経路測点で $i=0.025$ であり、1/4,3/4測点で $i=0.067$ である。
・おじれ振動において、一次は対称一次を示し、二次は逆対称二次を示している。

3-1 固有振動数・振動モード

橋梁完成時と現在の実測から得られた固有振動数と理論解析から得られた固有振動数の比(表中 A/C,B/C)は各次数で一定な値を示さず、高次振動ほど小さな値を示す傾向が認められる。

20数年経過した現在でも固有振動数に、逆対称一次振動を除いて大きな変化が認められなかったことは、本文における最大の注目点であると考えられる。

問題点である逆対称一次振動は、センターステイによる影響である可能性が大きく、これが設置(施工)される以前に測定(橋梁完成時)が行われたのではないかと考えているが当時の施工記録を確認していないため定かではない。

実測値から得られた振動モードは、理論解析より得られたモードと高次の振動までほぼ一致していることが確認された。振動モードの比較代表例を図-3に示す。なお、図-3は理論値の振動モード図に実測値をプロットしており、●は基準点を示している。また、数値の上段は実測値を、下段の()内は理論値を示す。

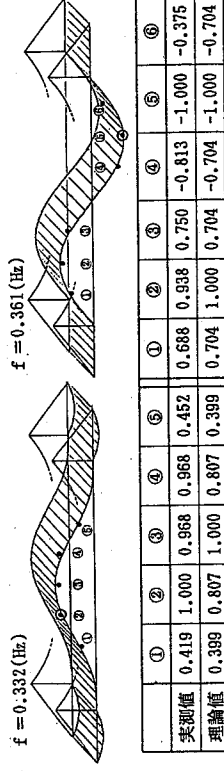


図-3 振動モードの実測値と理論値の比較代表例

3-2 減衰特性

現在の測定で得られた対数減衰率のうち、低次振動では0.015前後、高次振動では0.020前後と、低次振動の方が小さい。橋梁完成時の実測値と比較しても、現在の実測値はほとんど差異が見られなかった。

4. おわりに

以上で、測定橋梁における振動実験の内容および結果を述べてきたが、この橋の完成時測定と現在測定との間には、27年という長い歳月が経過しているにもかかわらず、実測値において固有振動数(鉛直たわみ逆対称一次振動を除く)や対数減衰率に大きな変化が認められなかったことが特徴である。

②4 4径間連続橋の振動測定

(株)フジエンジニアリング 薄井 王尚
上野 美咲
金沢大学 工学部 梶川 康男

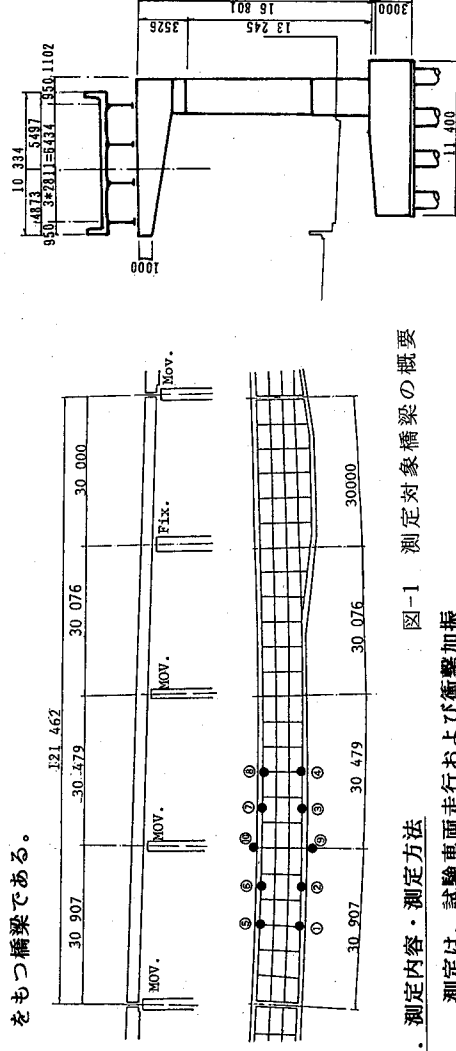
1. はじめに

橋梁構造物が車面の走行により動的な荷重を受けて生じる振動は、構造物が振動するだけにとどまらず、周辺地盤・沿道家屋・人体等に影響を及ぼしている。このような交通振動を軽減するための対策は現在様々な方面で研究が進められ、そのいくつかについては実橋へ適用され良好な結果を得ているものもある。振動軽減対策は ①高架構造 ②伝搬経路 ③受振点 等、対策工を施す場所により方法が異なるが、そのうち高架構造部での対策のひとつとして連続桁による軽減対策が考えられる。連続桁はその構造上、伸縮装置で発生する衝撃振動や桁のたわみ振動が単純桁に比べ軽減されると考えられる。しかし、振動継続時間の延長・複数の桁、橋脚が一体となって動くモードの発生などの問題もあり、単純には軽減対策工として評価できない問題も抱えている。

今回、最近都市内高架橋の形式として増えてきた逆L型橋脚を持つ4径間連続橋に対し、各種の振動測定を行う機会を得た。この橋梁はほぼ直線で、4径間とも同程度のスパン長を持っており、今後数値解析モデルの対象としやすいものと思われる。ここに、その概要について報告する。

2. 測定対象橋梁の概要

図-1に測定対象とした橋梁の概要図を示す。本橋梁は4本主桁の4径間連続鉸桁橋である。橋長約120m(30+30+30+30m)、走行・追越の2車線(幅員約10m)で、走行側から追越側に張出した逆L型の橋脚をもつ橋梁である。



3. 測定内容・測定方法

図-1 測定対象橋梁の概要

測定は、試験車面走行および衝撃加振

により行った。測定内容・測定方法を

表-1、使用したピックアップを表-2に示す。また、使用したダンブトラックの重量等の測定結果を表-3に示す。表中のバネ振動は橋梁走行中の振動から、減衰定数は急制動後の自由減衰波形から求めた。表中には記していないがプロファイルメータによる路面凹凸の測定結果の整理も行っている。

表-1 測定内容

試験方法	使用機器	測定方法	測定内容
車面走行	トレーラー (10, 15, 20ton)	40, 60, 80km/h 走行・追越車線	振動変位
	ダンブトラック (20ton)	急制動・急発進 バネ上・バネ下振動	
衝撃加振	衝撃加振器	同一箇所数回加振	振動加速度

表-2 ピックアップ

試験方法	測定内容	ピックアップの種類	周波数特性
車間走行	走行試験 バネ振動	動電型速度計(変位に変換) 圧電型加速度計	0.25~30Hz 0.2~5000Hz
衝撃加振		動電型速度計(加速度に変換)	0.25~30Hz

車両のバネ振動測定にあたっては、その他のデータと同期をとるため、図-2に示すように測定対象区間の最初と最後にロードスイッチを路面に設置し、車両がロードスイッチを踏むと同時に無線器によりパルスが発信される装置を製作し、測定を行った。

衝撃加振試験は図-3に示すような衝撃加振器を用いて行った。この装置は40kg程度の重錘を一定の高さ(重錘重量・高さは可変)から自由落下させ、重錘がロードセルと衝突することによって生じる力(衝撃力)を加振力として測定することのできる装置である。この装置により得られた加振力と各測定点での応答から伝達関数を求め、橋梁の振動特性(固有振動数・振動モード・減衰定数)の推定を行った。

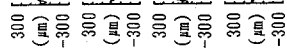
4. 測定結果

4-1 時刻歴波形

20tonトレーラーが40km/hの速度で走行した時の波形を図-4に示す。走行・追越車線走行とも車両が走行した側の測定点の計測波形には、5-6秒程度の長周期成分と、0.3秒程度の短周期成分が含まれていることがわかる。長い周期の波形は車両の載荷(速度:40km/h=11.1m/s、スパン長約30mが半周期のため1周期5.4秒程度と考えられる)によるもので、短い周期のものが桁のたわみ振動によるものと思われる。また、どちらの車線を走行した場合でも振動の継続時間には変化は認められないが、追越車線を走行した場合には、車両が対象径間を通過後の追越車線側で0.5-0.7秒程度の波が認められ、きれいな減衰波形とはなっていないことがわかる。

ダンプトラックの波形例は示していないが、トレーラーの場合と傾向はほとんど変化がない。しかし、振幅については次項でも示すように、ダンプトラックのほうが大きくなっている傾向が認められる。

走行車線走行



追越車線走行

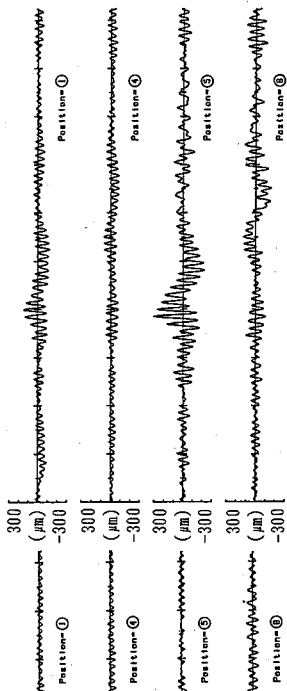


図-4 時刻歴波形

表-3 ダンプトラック

	前軸	中・後軸	全
重量(ton)	5.1	15.5	20.6
バネ上振動(Hz)	1.9~2.1	2.8~3.1	—
減衰定数	0.03~0.05	0.04~0.05	—

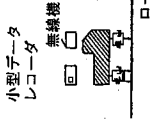


図-2 車輛バネ振動の測定方法

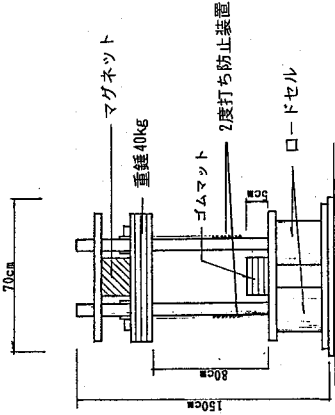


図-3 衝撃加振装置

4-2 振幅の最大値と実効値

車両が橋梁上を走行する時の各種条件によって桁に発生する振動は変化する。その影響を調べるため、振幅の最大値と実効値について比較を行った。

(1) 車両種別の相違による影響

試験車として利用したトレラーとダンブトラックの車両の種別の違いによる振幅の相違を確認したものを図-5に示す。車両の重量は双方とも20ton、速度は40, 60, 80km/hの各々で比較を行ったが、いずれのケースでもトレラーに比べダンブトラックの振幅が最大値・実効値ともに大きくなっている。

(2) 走行速度および走行位置の影響

20tonダンブトラックを40, 60, 80km/hと変化させた場合の走行速度・走行位置と振幅の関係を図-6に示す。走行速度が早くなれば最大値・実効値ともに大きくなる傾向が認められる。また、走行速度が同じ場合には走行車線を走行した場合に比べ追越車線を走行した時の方が振幅が大きくなり、従来のT型橋脚の場合と車線は異なるが、橋脚の張出部に走行した場合の影響が大きくなっている。

(3) 車両重量の影響

10, 15, 20tonのトレラーを80km/hの速度で走行させた場合の関係について図-7に示す。振幅は車両重量が重いほど大きくなる傾向を示しており、その振幅の変化量は走行速度を20km/h変化させた場合とほぼ同じとなっている。

(4) ピックアップ設置位置の違いによる影響

橋脚梁部の張出し先端側と柱側の振幅の相違を確認したものを図-8に示す。20tonダンブトラックの速度40, 60, 80km/hの場合について比較したが、追越車線走行の場合に若干、走行側と追越側の振幅差が大きくなっているが、全体的には車両の走行位置に近い側の振幅が大きく、ピックアップの設置位置の差はあまり認められなかった。

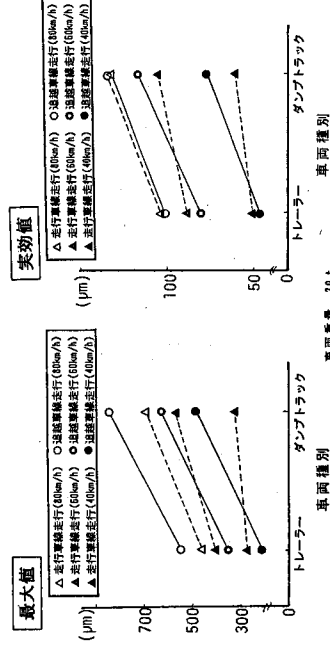


図-5 車輛種別の違いの影響

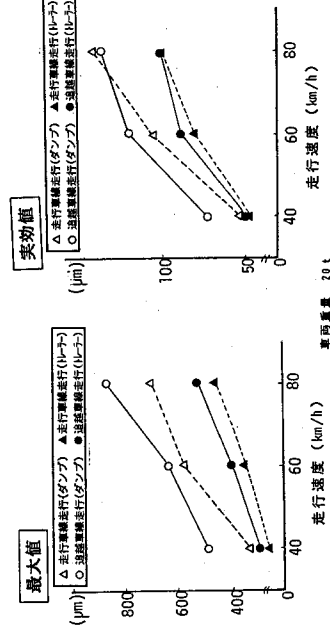


図-6 走行速度・走行位置の影響

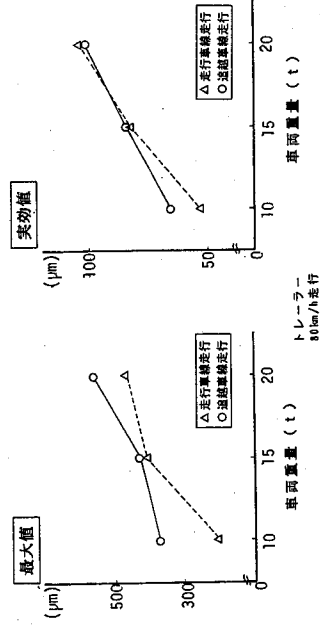


図-7 車輛重量の影響

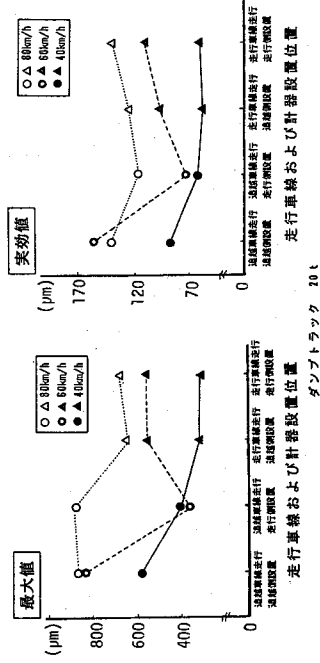


図-8 ピックアップ設置位置の違いによる影響

4-3 固有振動数・振動モード・減衰定数

(1) 振動特性の推定

衝撃加振試験により本橋梁の振動特性を求めた。

加振点は図-9に示した4点で、各位置で10回程度加振し、ロードセルの応答のピークを合わせて時間領域の加算平均計算で雑音軽減を図ったのち伝達関数を求めた。伝達関数のボード線図を図-10、推定した振動モードを図-11、固有振動数と減衰定数を表-4に示す。振動モードの点線は測定点が無いため推定したものである。

5.1Hz, 6.1Hz, 7.0Hz付近の振動数はねじれ振動モード、それ以外の振動数は曲げ振動モードを示している。

雑音軽減の手法に関しては時間領域での加算平均と伝達関数での加算平均の2通りを行ったが、時間領域での加算平均の方が求められた伝達関数に含まれる雑音の影響は少ないと思われる。

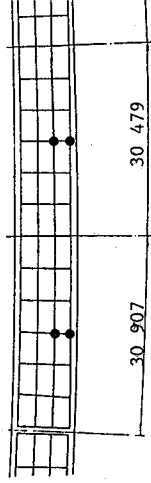


図-9 加振点

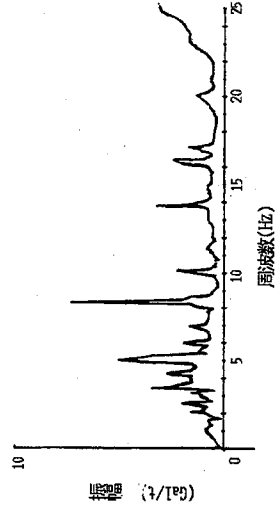


図-10 伝達関数のボード線図

(2) 車両走行試験での卓越振動数と減衰定数

車両走行試験で確認できた卓越振動数と減衰定数を表-5に示す。卓越振動数は車両通過後の自由振動状態の波形から算出した。また、減衰定数は卓越振動数と同じ自由振動波形を各振動数のバンドパスフィルターを通して書き出したものから求めた。車両走行試験では比較的低い振動数が強調されており、衝撃加振試験でははつきりとは現われなかった4径間全体が動くモードだと思われる1.4Hz、橋脚の曲げ振動と推測される2.1Hzが卓越振動として現われてきている。

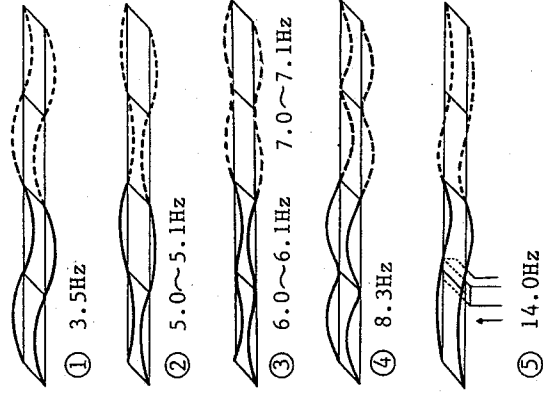


図-11 振動モード

表-4 固有振動数と減衰定数

次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
1	2.1	2.7
2	2.6	2.4
3	3.5	1.5
4	4.4	1.1
5	5.1	1.2
6	6.1	1.3
7	7.0	1.1
8	8.3	1.6
9	14.0	0.9

表-5 固有振動数と減衰定数

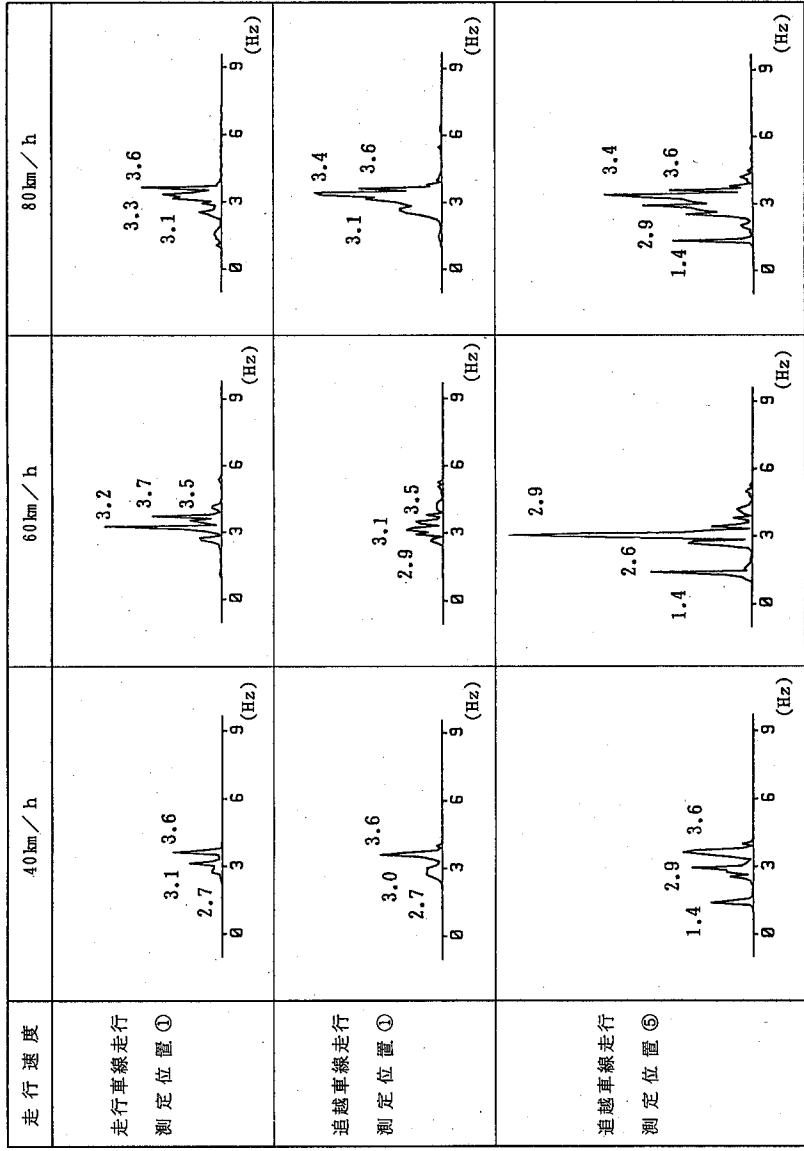
次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
1	1.4	0.6~1.2
2	2.1	1.0~2.2
3	2.6	1.4~1.8
4	3.1	—
5	3.4	0.9~1.6
6	3.6	1.1~1.7
7	5.4	1.3~1.9

(3) 走行速度と卓越振動数

ダンプトラックの車両走行試験での車両速度と卓越振動数との関係について図-12に示す。試験に用いたトラックの後軸バネ上振動の振動数は2.8~3.1Hzであるが、速度60km/hの際にこの振動数と共振していると思われる2.9~3.2Hzの振動数のピークが、曲げ1次振動の振動数3.6Hzに比べ大きく変わっている。車両速度と卓越振動数の関係には明確な相関性は認められず、本橋梁は走行速度にかかわらず曲げ1次振動が卓越すると考えられる。

また、追越車線を走行した場合、追越側に設置したピックアップには橋脚の曲げ振動または4径間全体が水平方向に振動していると考えられる1.4Hzの振動が発生しており、解析にあたっては桁および橋脚の全体系を考慮した計算が必要になるものと思われる。

図-12 走行速度と卓越振動数の関係



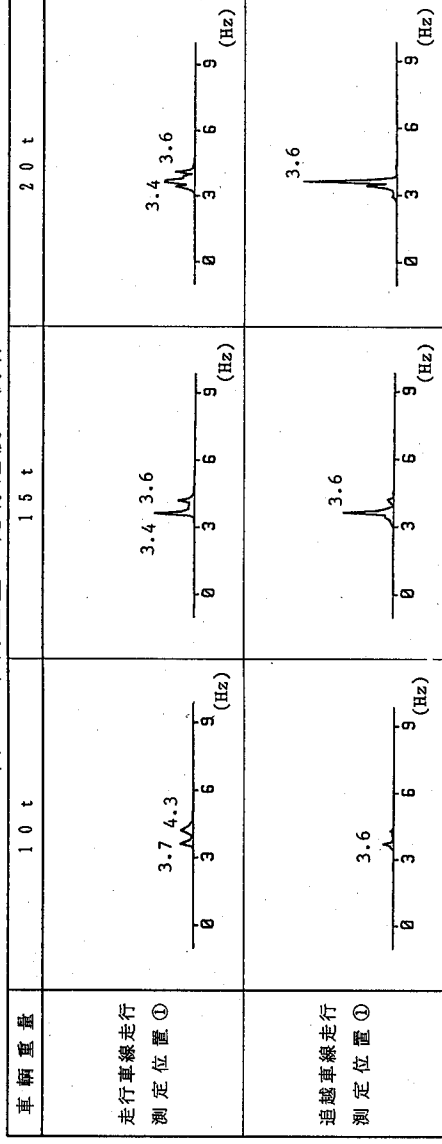
(4) 車両重量と卓越振動数

各重量のトレーラーを80km/hの速度で走行させた場合の車両重量と卓越振動数の関係について図-13に示す。トレーラーのパワースペクトル図はトラックのものに比べ非常にシンプルな形をしている。そして、5 ton程度の重量増加の影響はパワースペクトルのピークの大きさに現われている。よくに、振幅の増大のみに貢献しており、振動数には大きな変化は与えていないものと考えられる。

また、走行位置との関係についてもトラックの場合ほど明確な差は認められず、橋脚全体への影響も小さい。

したがって、解析にあたっては車両の重量の変化が橋梁に与える影響については余り考慮する必要はないものと思われる。

図-13 車両重量と走行速度の関係



5. まとめ

連続橋として標準的な径間に対して行った測定について各種データの整理を行った。

その結果を整理すると以下のようになる。

- ① 振幅は最大値・実効値ともに走行速度・車両重量が大きくなるに従い大きくなっている。その影響は速度20km/hと重量5 tonがほぼ同じ影響度合いをもっている。
- ② 卓越振動数に与える影響は走行速度の影響が大きく、重量の変化はあまり影響がない。
- ③ 車両の通過位置により卓越する振動数が異なるため、解析にあたっては橋梁を桁・橋脚の一体構造として計算を行う必要がある。

今後は、本橋梁で得られた結果について橋梁のモデル化を行い、車両が連続桁橋を走行する場合の応答について明らかにしていきたいと考えている。

最後に、本実験の実施にあたりご協力頂きました阪神高速道路公団の職員の方々に謝意を表します。

②⑤ 衝撃加振試験法による道路橋の振動計測

岡 林 隆 敏* 沖 野 真****
原 忠 彦** 川 村 昭 宣****

ま え が き

近年の橋梁の長大化さらに軽量化に伴って、道路橋の耐風安定性を照査する事例が増加している。また、交通量の増大や車両の大型化によって、都市高速道路周辺の騒音あるいは地盤振動等の道路環境が問題になっており、この対策として動吸振機の設置や振動のアクティブコントロールが検討されている。さらに、橋梁の老朽化の進行によって既設橋梁の損傷判定技術の開発が必要になっているが、この1つの方法として、橋梁の振動特性の変化から損傷度を判断する研究^①が進められている。

このように、道路橋振動計測の目的は多様化するとともに、より高い精度の振動特性（振動数、減衰定数等）の推定、あるいは短い時間にも多数の橋梁を計測するシステムの開発が求められている。一方、パーソナルコンピュータ等の飛躍的な普及、センサー・計測器・FFTプロセッサ等の信号処理技術の発達、さらにシステム同定理論の進歩により、高精度の振動特性推定が可能になりつつある。筆者らは、小型機械や自動車工学ですでに実用化されている衝撃加振法^②を、道路橋の振動計測に適用するために、衝撃加振機の製作とデータ処理法の改善を試みた。小型機械と異なっても橋梁は規模が大きいために、橋梁に衝撃力を加える衝撃加振装置を新しく試作した。また、通常の機械構造物では、推定する振動特性が広帯域にわたっている。しかし、道路橋の計測では、対象とする周波数帯域は0～50 Hz程度の比較的低い領域である。そこで、データ集積時間、周波数分解能等、橋梁の振動計測に適したデータ処理技術の改良を行った。

このような衝撃加振試験法を道路橋の振動測定法として実用化するために、これまでに幾つかの実橋実験を試みた。本文ではまず、衝撃加振試験法によるパラメータの推定理論であるモード円適合理論を簡単に説明し、次に、衝撃加振試験法の概要とデータ処理の手法について述べる。さらに、実橋実験として、橋長152mのランガン・トラスト橋^③と阪神高速道路公団^④の供用中の高速道路橋で行った衝撃加振試験の結果を示す。

1. 道路橋の振動測定法

道路橋の振動試験法の中でも、起振機による試験は長い

・ 長崎大学 工学部 機械第二工学科 助教授 工博
… 三菱重工業㈱ 長崎研究所 振動研究室 主任
… 阪神高速道路公団 計画部 環境対策室長
**** 三菱重工業㈱ 長崎造船所 新製品計画課長

歴史もあり、信頼性の高い試験法である。最近のクレーンによる加振法^⑤も含め、これらのものは有限振幅による加振が可能である。また、常時微動による測定^⑥は、土木構造物のように長大な構造物では合理的な方法であり、近年の加速度計の性能の向上とFFTの普及によって広く活用されている。加藤^⑦らは、従来の試験法を分類し、それぞれの手法の特徴をまとめている。起振機による試験では、実験のための準備と測定に要する時間が長いこともあり、実験に要する経費が多くなる。また、常時微動による測定は、実験の準備および測定は簡単であるが、環境の外乱の影響を受けやすい弱点を持っている。

本文で示した衝撃加振試験法は、集中した衝撃力を橋梁の1点に作用させるものであり、有限振幅の加振は困難であるが、従来の試験法に比べて次のような特徴を持っている。

- ① 精度の高い振動特性の推定が可能である。
- ② 外乱の影響を除去できるために、供用中の橋梁等の外乱の強い環境下で測定ができる。
- ③ 実験の準備が簡単であり、かつ測定時間が極めて短い。

図-1に、これらの振動測定法の適用範囲を測定周波数と振幅レベルの視点から要約した。また、それぞれの試験法の適用可能な振動計測の対象を示した。道路環境問題ある

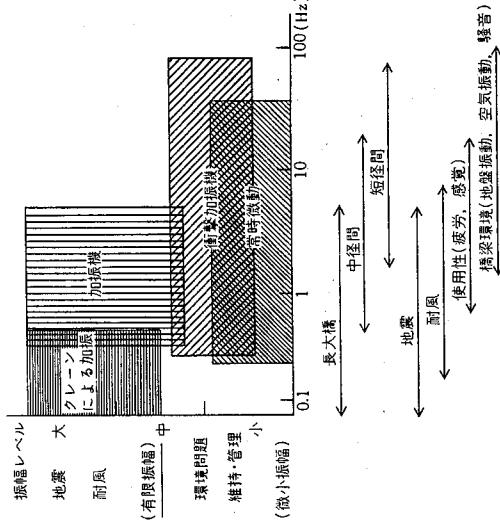


図-1 各種振動測定法の適用範囲

いは損傷判定のための試験法として、最低次の振動のみならず高次の振動特性が必要であることから、衝撃加振試験法はこれらの分野に適した試験法であると考えられる。これまで、衝撃加振に関連した実験^{9)~11)}は幾つかなされている。

2. 衝撃加振試験法による振動特性の推定

2-1 衝撃加振試験法

衝撃加振試験法による橋梁の振動特性推定は次のように行う。図-2に示したように衝撃加振装置により橋梁に衝撃力を加え、衝撃力と応答加速度を記録する。得られたデータをA/D変換し、FFTによりフーリエ変換する。これより、橋梁の伝達関数、コンプライアンス(変位/力)あるいはモビリティ(速度/力)を計算する。この伝達関数に線形系の伝達関数を最小二乗法により適合させ、橋梁の振動特性(固有振動数、減衰定数、振動モード等)を推定する。

次に、衝撃加振法の理論的背景になるモード円適合の理論を簡単に説明する。

2-2 比例減衰系の伝達関数

橋梁を n 自由度系と考え、作用する外力を $f(t)$ とすると、橋梁振動の方程式は、

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = f(t) \quad \dots\dots\dots(1)$$

で表される。ここに、 $x(t)$ および $f(t)$ は n 次元の変位および外力ベクトルであり、 M 、 C および K はそれぞれ ($n \times n$) の質量マトリックス、減衰マトリックスおよび剛性マトリックスである。

この系の固有モードマトリックス ($n \times n$) を Φ とすると、これは各次数のモードベクトル Φ_r より構成されている。

$$\Phi = [\Phi_1, \dots, \Phi_n] \quad \dots\dots\dots(2)$$

モード解析法によれば、応答変位は固有モードと n 次元の規準座標ベクトル $q(t)$ により、

$$x(t) = \Phi q(t) \quad \dots\dots\dots(3)$$

で与えられる。規準座標 $q(t)$ の要素は、
 $\ddot{q}_r(t) + 2h_r\omega_r\dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = \Phi_r^T f(t)/m_r \quad \dots\dots\dots(4)$
の解で示される。ここに、 ω_r と h_r は r 次の固有円振動数と減衰定数であり、 m_r は r 次の有効質量である。

$x(t)$ と $f(t)$ のフーリエ変換を $X(\omega)$ と $F(\omega)$ で表す。 k 点に外力が作用した場合の l 点の周波数応答は、

$$X_k(\omega) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_{lr}\phi_{kr}}{m_r} \frac{F_k(\omega)}{-\omega^2 + 2ih_r\omega_r\omega + \omega_r^2} \quad \dots\dots\dots(5)$$

となる。ここに、 $i = \sqrt{-1}$ である。変位応答の伝達関数、コンプライアンスは、式(5)より、

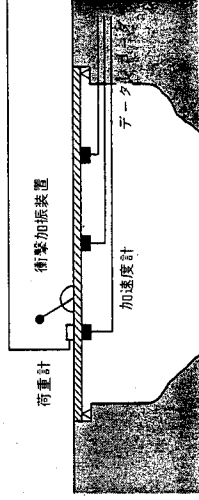


図-2 衝撃加振試験法

$$G_{lr}(\omega) = X_k(\omega)F_k(\omega) \quad \dots\dots\dots(6)$$

で表される。また、速度応答の伝達関数、モビリティは、

$$H_{lk}(\omega) = i\omega G_{lk}(\omega) \\ = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_{lr}\phi_{kr}}{m_r} \frac{-2h_r\omega_r\omega^2 + i\omega(\omega_r^2 - \omega^2)}{(\omega_r^2 - \omega^2)^2 + 4h_r^2\omega_r^2\omega^2} \quad \dots\dots\dots(7)$$

で与えられる。

2-3 モード円適合

k 点を加振したときの l 点の速度応答のモビリティは、実測より、

$$\hat{H}_{lr}(\omega_s) = \hat{V}_l(\omega_s)/\hat{F}_k(\omega_s) \quad (s=1, \dots, m) \quad \dots\dots\dots(8)$$

で与えられる。ここに、 $\hat{V}_l(\omega_s)$ は l 点の速度応答であり、また、 $\hat{F}_k$ の記号は実測値を表している。さらに、 m は実測データの周波数領域の分割数である。

応答スペクトル $|H_{lk}(\omega_s)|^2$ において各振動数のピークが離れている場合、すなわち、 r 次の固有振動数が卓越している共振点付近では、伝達関数は次のように1自由度で近似できる⁴⁾。

$$H_{lk}(\omega) = K_{lk} \frac{-2h_r\omega_r\omega^2 + i\omega(\omega_r^2 - \omega^2)}{(\omega_r^2 - \omega^2)^2 + 4h_r^2\omega_r^2\omega^2} + R_r + iI_r \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 R_r と I_r は他の振動数からの影響を表すパラメータである。また、 $K_{lk} = \phi_{lr}\phi_{kr}/m_r$ である。式(9)のモビリティは、 ω を変化させると複素平面上で円を描く。同じく、実測データ $\hat{H}_{lk}(\omega)$ も近似的に円となる。そこで、実測データに式(9)を最小二乗法により曲線適合させる。すなわち、

$$\varepsilon^2 = |H_{lk}(\omega) - \hat{H}_{lk}(\omega_s)|^2 \quad \dots\dots\dots(10)$$

を周波数範囲 ($\omega_L \leq \omega \leq \omega_U$) の範囲で最小とするパラメータ ω_r 、 h_r 、 K_{lk} 、 R_r および I_r を決定する。この操作を各共振点近傍について行い、さらに、測定点を移動させて K_{lk} を求めることにより、振動モードを推定することができる。モード円を図-3に示す。

このような手法をモード円適合というが、構造物の振動特性推定法は、他に幾つか提案されており、文献4)に詳しく説明されている。モード円適合の処理については、文献12)を参照されたい。

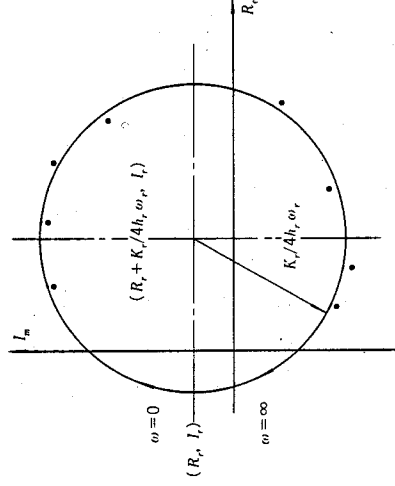
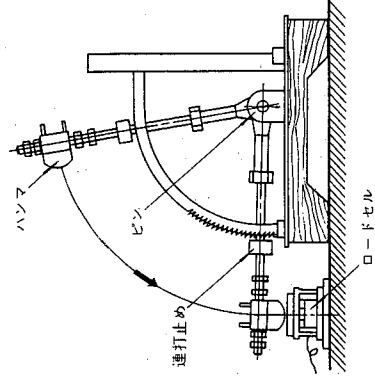


図-3 モード円適合



最大高さ	1.2m
最大幅	1.3m×1.0m
総重量	250kg
衝撃力	0～30tf
衝撃持続時間	0～50msec
	落下高さで調整
	ヘッドゴム厚さで可変

図-4 衝撃加振装置とその性能

3. 衝撃加振試験法による振動計測

衝撃加振法による振動試験の手順は、①橋梁の衝撃加振、②測定データの処理と伝達関数の計算、③モーダルパラメータの推定の各段階に分けられる。

3-1 衝撃加振の方法

橋梁に衝撃力を加える衝撃加振装置として、筆者らは図-4のような装置を製作した。衝撃力はハンマの下に置いたロードセルにより計測する。衝撃加振装置の性能を規定する主要なパラメータは、最大衝撃力とその衝撃持続時間である。本装置では、最大加振力30tfを発生させることができる。衝撃力の持続時間は、衝撃力の周波数特性を規定する。本装置では、ロードセルとハンマヘッドの間にゴムマットを敷き、その硬度と厚さにより衝撃持続時間を調整している。通常の橋梁では、持続時間を50msecとしている。この衝撃加振装置を写真-1に示す。

3-2 データ処理と伝達関数の推定

衝撃加振試験法による起振力はかなり小さいので、現場計測では常時微動を観測雑音となる。また、供用中の橋梁



写真-1
衝撃加振装置

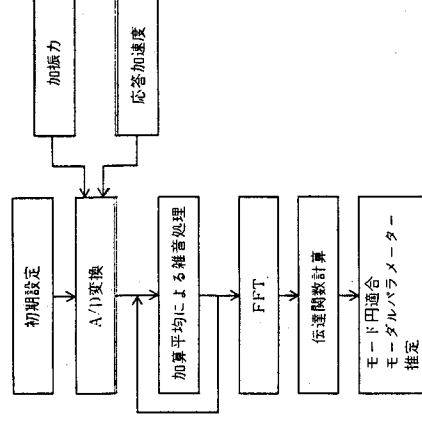


図-5 データの処理と解析のプロロー

では走行車両による振動が計測信号と同じレベルになる場合があり得る。他の試験にない特長として、衝撃加振試験法ではこのような外乱の除去が可能である。通常、衝撃加振のデータは10sec程度取り込む。衝撃加振を5～10回繰り返し、得られた応答波形を衝撃力をトリガーとして加算平均することにより雑音を除去する。したがって、計測波形に重畳する常時微動を除去するだけでなく、より積極的に供用中の橋梁のように環境雑音の強い現場における実験にも本試験法は活用できる。これらのデータ処理のフローを図-5に示す。

3-3 モード円適合

モード円適合法は高精度の方法であるが、従来の振動計測に比べて複雑であるために、適用の仕方によって異なる結果を示すことに注意する必要がある。測定した伝達関数のデータを含まれている雑音の程度、対象とするモードと他のモードの結合の程度を判断しながら作業する必要がある。現在幾つかのモーダルフィッティングのシステムが市販されているが、これらは処理内容が公表されていないこととあって、低域の周波数領域に固有振動数が集中する橋梁振動にこれらのものを直接適用するためには、若干の検討が必要であろう。そこで、筆者らは、衝撃加振のデータの取込みからモーダル解析まで一貫して行うシステムを独自に作成している。

4. 衝撃加振試験法の実橋への適用

4-1 ランガートラス橋の実測例⁹⁾

樺島大橋は、長崎県野母半島の先端にある野母崎町に、昭和61年4月に架設されたランガートラス橋である。諸元は、橋長152m、ライズ21.5m、幅員8.5m および鋼重697tの

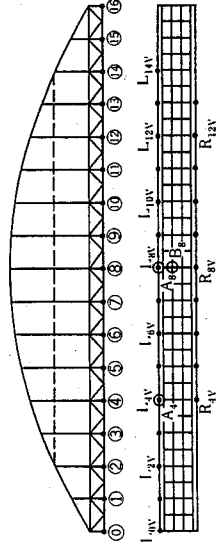


図-6 計測点と加振点の配置
● 加振点 ○ 計測点

表-1 固有振動数および減衰定数

次数	固有振動数(Hz)		減衰定数 (%)	
	計算値	実測値	計算値	実測値
1	0.67	0.79	1.55	
2	1.04	1.10	1.13	
3	1.89	1.89	0.99	
4	2.29	—	—	
5	3.63	3.86	0.54	
6	4.90	4.81	0.63	
7	5.64	5.94	0.46	

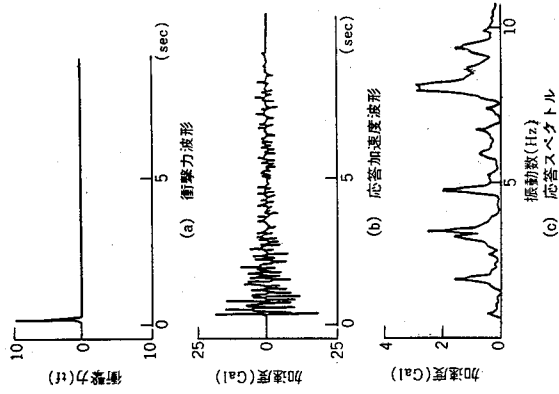


図-7 加振力、加速度応答および応答スペクトル

2等橋である。昭和61年4月、この橋梁の完成後に衝撃加振試験を行った。図-8に樺島大橋の概形と加振位置および計測位置を示す。加速度計は11個設置した。加振点は、支間中央の外側縦桁上(A₀)および内側縦桁上(B₀)である。また、逆対称モードが計測できるように、支間L/4点(A₁)でも加振した。

衝撃加振試験の結果を図-7に示す。(a)は衝撃力の波形で、ピークは約10tfである。(b)はL/4点を加振したときの同位置における加速度応答波形を示したものである。(c)はその加速度応答スペクトルである。実測では、曲げ振動とねじり振動が同時に得られるが、解析結果と比較するため曲げ振動のみについて考える。

表-1はモード円適合により得られた固有振動数と減衰定数、さらに有限要素法による固有振動数を示したものである。固有振動数の解析値と実測値はよい一致を示している。また、減衰定数は、振動数が高くなるに従って小さくなる傾向がある。これは、過去の計測¹³⁾と比較して妥当なものと考えられる。図-8は、解析と実測によるモードを5次振動まで示したものである。実線が解析による値であり、測定点7個より求めたものを○印で示した。4次モードは節になり求まっていないが、解析と実測はよい一致を示している。

以上の結果から、衝撃加振試験法は道路橋の振動特性推定の手法として有用であることが確認できた。

4-2 都市高速道路の供用中の橋梁の実測例²⁾

衝撃加振試験法では、1回のデータの記録が10sec程度と極めて短い点と、雑音の影響を除去することが可能であるために、供用中の橋梁でも交通量が少ない時間帯については実測が可能である。このような計測環境が悪い条件のもとで本法の有効性を確認するために、昭和61年11月、阪神高速道路の大阪神戸線で実験を行った。実験を行った橋梁は、橋長40m、幅員25.79m、6車線の単純合成鉄桁橋で

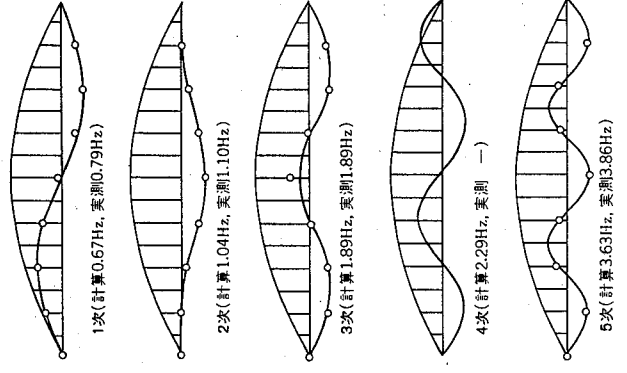


図-8 振動モードの比較

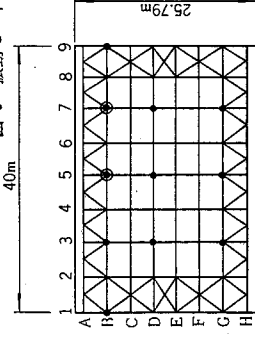


図-9 合成鉄桁橋の振動試験

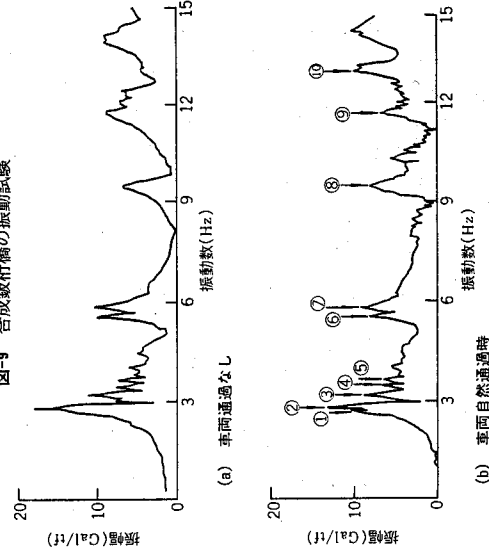
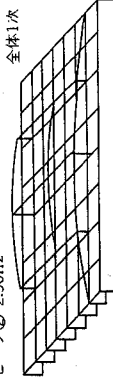
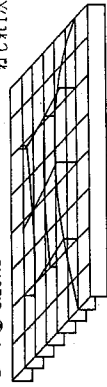


図-10 供用中の橋梁での衝撃加振試験結果

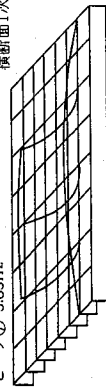
ピーク② 2.90Hz



ピーク③ 3.29Hz



ピーク⑦ 5.83Hz



ピーク⑩ 9.43Hz



(a) 実測モード

図-11 振動モードの比較

ある。6車線中、外側の1車線を交通規制し、他の車線には車両を通わせて実験を行った。

図-9は、試験橋梁の概形と加振点および計測点を示したものである。加速度計は15個設置した。図-10は加速度応答のスペクトルを示したものであるが、(a)は車両が通過していない場合、(b)は車両が通過している場合を示している。高次振動の領域では走行車両の外乱の影響が現れていると思われるが、低振動領域では車両の走行に関係なくほぼ同じ結果が得られた。図に示した①～⑩のピークについて、固有振動数と減衰定数を表-2に示す。また、②、③、⑦、⑧のピークに対応するモードについて、実測と計算の比較を図-11に示す。減衰定数はピークによってばらついており、構造特性によるものかデータ処理に起因するものか、検討の余地がある。振動数は、他の実測とよい一致を示している。また、振動モードは有限要素法による結果とよく一致する。

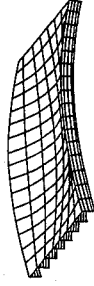
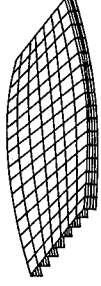
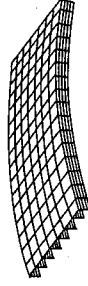
これらのことから、衝撃加振試験法によれば、供用中の橋梁でも、実験方法を工夫すれば振動特性の推定が可能であることが確認できた。

あとがき

本文では、衝撃加振試験法による橋梁の動特性推定の基礎になるモード円適合の考え方を簡単に説明し、さらに、衝撃加振試験を実施するための装置や手順について紹介した。次に、実測結果として、2つの事例を示した。衝撃加振試験法による実測から明らかになったことは、まず第1に本試験法が幾つかの制約はあるが、橋梁振動の一つの測定技術として有効であることが確認できた。第2に、外乱の影響を除去できる本試験法の特長を生かして、供用中の橋梁でも交通量の少ない場合、本試験法による実測が可能

表-2 固有振動数と減衰定数

番号	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
①	2.70	0.69
②	2.90	1.99
③	3.29	1.53
④	3.54	0.28
⑤	3.67	1.16
⑥	5.57	0.81
⑦	5.83	0.66
⑧	9.43	0.92
⑨	11.76	0.20
⑩	13.07	0.28



(b) 計算モード

であることが検証できたことである。

本試験法は加振力のパワーに限界があるために、現在のシステムでは長大橋への適用は困難である。また、推定された振動特性の誤差の評価、さらに動特性推定アルゴリズムの改善等、今後の課題も残されている。

最後に、本試験法の実施にあたり有意義な議論をしていただいた金沢大学工学部堀川康男教授、また、実験を行うに際してご配慮いただいた長崎県土木部の皆様に厚くお礼申し上げます。

(参考文献)

- 1) 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 (昭61.9)
- 2) 阪神高速道路公団、阪道路環境研究所：道路交通振動対策に関する研究業務報告書 (昭63.3)
- 3) 西村、藤井、前田、宮本、加賀山：橋梁診断ケーススタディ——RC桁の場合——、橋梁と基礎 (昭60.4)
- 4) 長松：モード解析、培風館 (昭60.7)
- 5) 岡林、西村、溝口、原：衝撃加振法による道路橋の振動測定法、土木学会第41回年次学術講演会 (昭61.11)
- 6) 加藤、島田：橋梁の現地振動実験法、土木学会誌 (昭56.12)
- 7) 阪神高速道路公団、㈱フジエンジニアリング：大和川橋梁振動実験解析業務報告書 (昭58.11)
- 8) 小坪、鳥野：常時微動測定による構造物の振動性状解析、土木学会論文報告集、No.222 (昭49.2)
- 9) 堀川、河島、小間井、沢田：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験、橋梁と基礎 (昭61.9)
- 10) 堀川：衝撃加振による斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動測定、土木学会第42回年次学術講演会 (昭62.9)
- 11) 白井、石野：スラップ加振と部分構造合成法による橋梁用動吸振器の効果予測、日本機械学会論文集 (C編)、第50巻、452号 (昭59.4)
- 12) 岡林、原：道路橋振動特性推定における衝撃加振法の適用、構造工学論文集、Vol.34A (昭63.4)
- 13) 三井造船株式会社：尾の崎大橋 (トラス・ランガー橋) の設計と施工、三井造船技報、第113号 (昭57.1)

②6 阪神高速大阪港線の初期値振動特性実験

大阪市立大学	中井博
阪神高速道路公団	吉川実
三菱重工業(株)	佐々木伸幸
三菱重工業(株)	原忠彦
三菱重工業(株)	氏原隆澄

1. まえがき

供用後の維持・管理資料として橋梁の振動特性の初期値を実測しておくことは、今後、研究の発展が期待される、健全度の評価手法の一つとして貴重なデータとなり得ると考えられる。1989年3月、供用開始された阪神高速道路公団大阪港線の高架橋を対象に、供用開始前振動特性の初期値を把握する機会を得た。さらに、本実験での特徴は、同一橋梁において3種類の振動試験法を適用し実用性の比較を行ったこと、および上下方向加振のほかに水平方向の加振試験を行ったことが挙げられる。計測の対象とした橋梁は、供用開始前大阪港線上り線(3km区間)内の16高架橋である。図1および表1には橋梁概要を示す。このうちNo1橋(単純合成桁橋)では、正弦波加振法、衝撃加振法および常時微動法の3種を適用し、高次域までの振動特性を求めた。No2橋(鋼床版箱桁橋)、No3橋(三径間連続非合成桁橋)では衝撃加振法と常時微動法を適用し、No4橋~No16橋(多径間連続非合成桁橋)は、常時微動法のみ適用し基本振動数を求めた。

本文は、これらの結果を報告するものである。

2. 実験の概要

(1) 正弦波加振

使用起振機は、実橋加振用に特製した大型加振機で、主要諸元を表2に示す。実験では、1~20Hzの範囲で加振周波数をスウィープして共振曲線を描き、これから固有振動数およびモードを求めた。また、共振状態で起振機を急停止し、自由減衰振動を起こして対数減衰率を求めた。加振点は、上下方向に2箇所(図2参照)、水平方向に1箇所とした。計測は、図2に示す20点に加速度計(歪ゲージタイプ)を配置し、高次モードまで識別できるようにした。

(2) 衝撃加振

表2に示す2台の衝撃加振機により、高架橋の上下方向および水平方向にロードセルを介して衝撃力を作用させた。加振点は、上下方向3箇所(図2参照)および水平方向1箇所である。各加振点で同一条件で10回の加振を繰り返しデータを条件で10回の加振を繰り返しデータを加算平均化し、雑音の除去を行った後、F.F.T演算を行い、入出力の伝達関数を求め、モーダルフィッティング手法を用いて固有振動数、モードおよび対数減衰率の同定を行った。

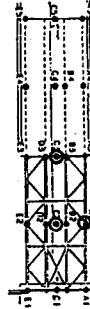
(3) 常時微動計測

サーボ型加速度計により、常時微動を計測し、F.F.T演算を行って基本振動数を求めた。

表2 使用加振装置

加振法	型式	主な仕様
正弦波 起振機	加振方向 ウェイト ストローク 周波数	電気・油圧サーボ式 鉛直又は水平 2 ton・f 20 cm 0~50 Hz
衝撃加振機 (鉛直用)	総質量 最大高さ 衝撃力	250 kg 1.2 m 0~30 ton・f
衝撃加振機 (水平用)	総質量 最大高さ 衝撃力	100 kg 1.0 m 0~5 ton・f

(a) 単純合成桁橋



(b) 鋼床版箱桁橋



(c) 三径間鋼床版箱桁橋



● 印 振動計測点
◎ 印 加振点

図2 振動計測点の配置

3. 実験結果および考察

3.1 単純合成桁

本橋では、3種類の試験法を適用して比較・検討した。正弦波共振曲線の代表例を図3に、また衝撃加振の周波数応答曲線の代表例を図4にそれぞれ示す。これらの曲線のピーク位置における振幅比と位相から求めた振動モードのスケッチを表3に示す。

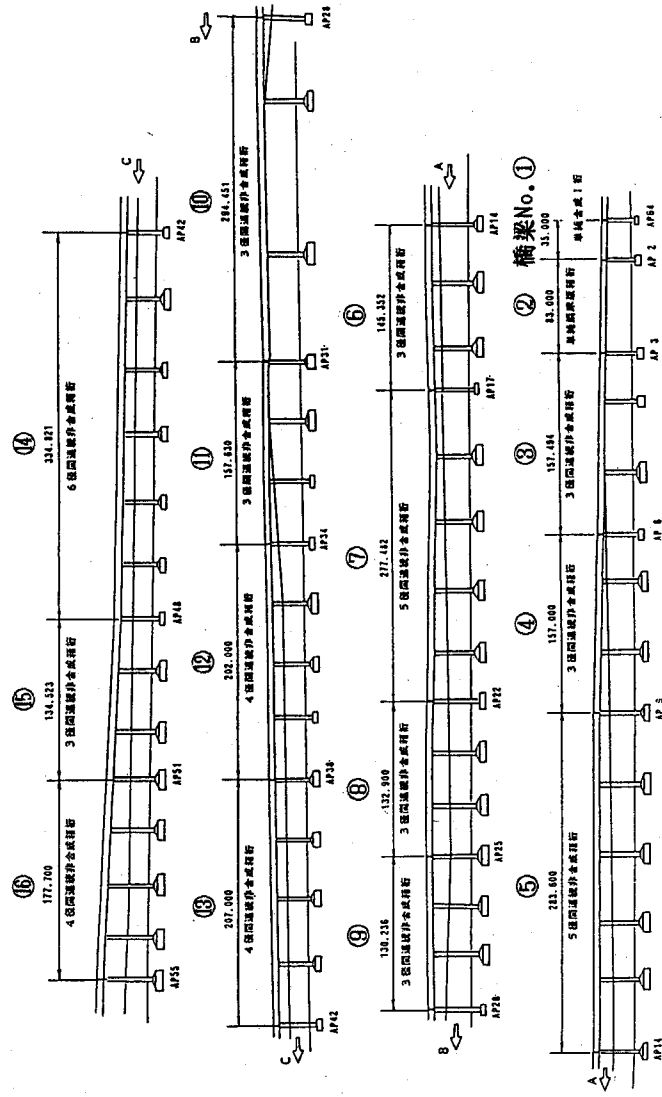


図 1 阪神高速大阪港線全線の概要

表 1 対象橋梁

橋梁No.	桁 型 式	全長 (m)	平均スパン(m)	適 用 試 験
①	単純合成 I 桁	35.0	35.0	正弦波, 衝撃, 常時
②	単純鋼床版箱桁	83.0	83.0	衝撃, 常時
③	3径間連続非合成箱桁	157.5	52.5	衝撃, 常時
④	3径間 "	157.0	52.3	常時
⑤	5径間 "	283.6	56.7	常時
⑥	3径間 "	145.4	48.5	常時
⑦	5径間 "	277.5	55.5	常時
⑧	3径間 "	132.9	44.3	常時
⑨	3径間 "	130.2	43.4	常時
⑩	3径間 "	294.5	98.2	常時
⑪	3径間 "	157.6	52.5	常時
⑫	4径間 "	202.0	50.5	常時
⑬	4径間 "	207.0	51.8	常時
⑭	6径間 "	334.8	55.8	常時
⑮	3径間 "	134.5	44.8	常時
⑯	4径間 "	177.7	44.4	常時

低次モードは桁としての曲げ、および振りモードであるが、高次モードは版としての複雑なモードが現われている。長手方向1次モードは、表3の1, 2, 4次に相当し、それぞれ断面の変位は並進、回転、曲げモードに対応する。長手方向2次モードは表3の3, 5, 6次で、横断面の変位は長手方向1次モードと同様に回転、並進、曲げ振動を呈している。

このように、複雑なモードを呈するものの整然と整理された。さらに、自由減衰波形は、図5に示すように、高次振動まで良好な波形が起こっており、対数減衰率に振幅依存性があることまで明らかにされた。各種試験法の結果を表3

にとまとめた。正弦波加振法と衝撃加振法とは固有振動数はほぼ一致しているが、対数減衰率は前者がやや大きめの傾向にあった。これは、両者の振幅の差異によるものと考えられる。また、常時振動は基本振動数について妥当な結果を示している。水平加振の結果は、表4に示すように2.8 Hzと4.5 Hzとに橋脚の水平変位が卓越した高架橋全体の剛体変形的なモードが得られた。さらに、8.4 Hzでは、桁の水

平たわみ振動が計測された。

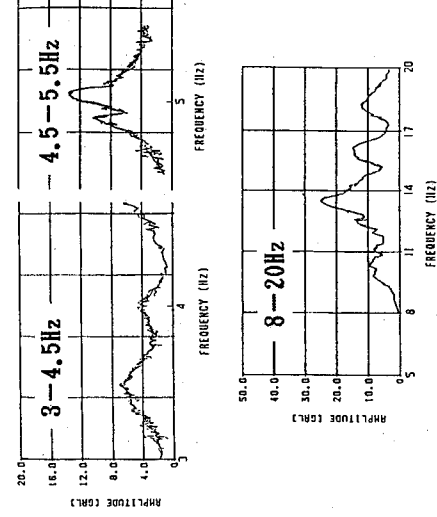


図3 正弦波加振による共振曲線例(単絨合成桁橋)

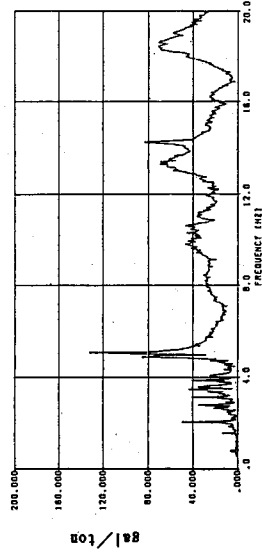


図4 衝撃加振による周波数応答曲線例(単絨合成桁橋)

表3 単絨合成桁橋における各種試験法による結果の比較

次数	モード スケッチ	固有振動数 (Hz)			対数減衰率 δ	
		正弦波 加振	衝撃 加振	常時 振動	正弦波 加振	衝撃 加振
1		3.53	3.62	3.52	0.17 ~0.23	0.09
2		5.05	5.02	-	0.12	0.11
3		11.3	11.2	-	-	0.08
4		13.5	13.3	-	0.15	0.18
5		15.8	16.0	-	0.13 ~0.15	0.10
6		18.3	18.3	-	0.19 ~0.23	0.07

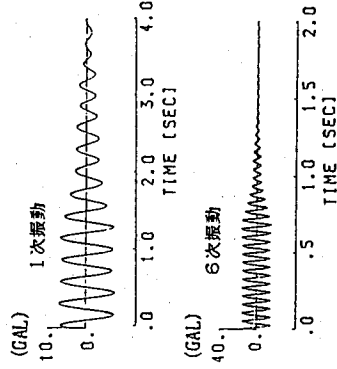


図5 自由減衰波形の例

3.2 鋼床版箱桁

本橋に対して、衝撃加振法と常時微動法とを適用した代表的な振動応答曲線を図6に示す。結果を表5にまとめた。箱桁橋では、横断面剛性が高いので横断面の変形は長手方向モードごとに並進と回転が規則正しく得られた。また対数減衰率は、合成桁橋に比べて、やや小さくなる傾向が認められる。

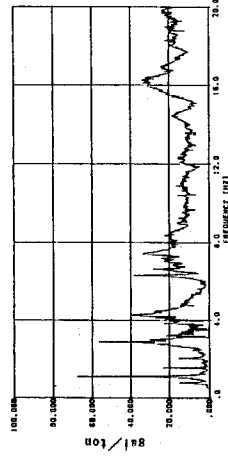


図6 鋼床版箱桁橋の振動応答

3.3 三径間連続非合成箱桁

本橋では、衝撃加振法と常時微動法とを適用した。代表的な振動応答曲線を図7に、振動数とモードとを表6に示す。1.6Hzは長手方向1次モードで横断面が並進、方向1次モードで横断面が並進、4.5Hzは長手方向1次モードであるが横断面が回転変位を呈するモードが得られた。これ以上の高次のモードは、計測点が不足してモードを正確に把握することが困難であった。

表4 単純合成桁橋の水平振動

次数	モード スケッチ	振動数 (Hz)
1		2.80
2		4.50
3		8.40

表5 鋼床版箱桁橋の振動特性

次数	モード スケッチ	衝撃加振		常時微動
		振動数 (Hz)	減衰率 δ	
1		1.20	0.180	1.10
2		2.90	0.084	-
3		4.30	0.091	-
4		7.40	0.057	-
5		8.70 ~10.8	0.067	-
6		13.0	0.103	-

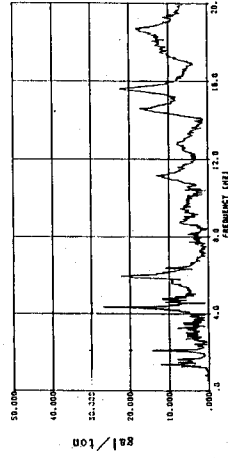


図7 三径間連続非合成箱桁橋の振動応答

3.4 常時微動計測法による全橋の基本振動数

常時微動計測法による全橋の基本振動数と平均スパンとの関係を図8に示す。図中の回帰式は、著者の一人が実施した阪神高速湾岸線りの実測データ回帰式を参考にしたが、今回の実測結果もほぼその式に合致することがわかった。

4. まとめ

- (1) 同一橋梁で異なる3種類の試験法を適用し照合した結果、固有振動数は三者ともによく一致した。対数減衰率については、明らかに振幅依存性があることが認められた。したがって試験の目的に沿って実験法を選定するのがよい。

- (2) 今回の実験によって、高次振動に至るまでの初期値特性を比較的精度よく把握できたと考えられる。これらのデータを供用後の橋梁の維持管理資料として役立てていきたい。またこの種実験データを数多く蓄積し、データベースとして機能してゆく端緒となれば幸いである。

参考文献

- 1) 中井博, 吉川紀, 加賀山泰一, 矢幡武人
都市高速道路橋における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究
構造工学論文集 V01.34A 1983年3月

表6 三径間連続非合成箱桁橋の振動

次数	モード	振動数 (Hz)
	スケッチ	
1		1.60
2		4.50

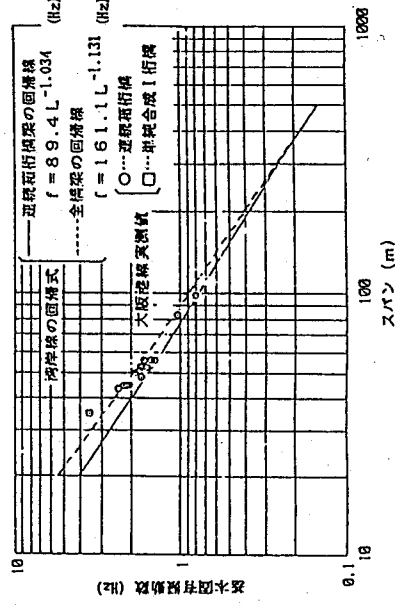


図8 スパンと固有振動数との関係

②7 振動測定における幾つかの失敗例

名古屋大学 加藤雅史

1. まえがき

橋梁の振動測定をすると一言で言っても、これをうまく予定通り行うためには、多くの種類の作業が必要である。まず、測定の目的を明確にし、現地の下見を行う。次に測定計画書を作成し、使用機器を準備する。この際には、測定点および測定ケースの選定、使用可能な機器の種類と数量のチェックが重要であり、測定データの処理方法も十分考慮しておく必要がある。また、測定時の天候に対する対処も考えておかなければならない。現地での測定作業は、以上の準備作業の善し悪しに大いに左右される。また、現地では予定通りにいかない場合もあり、その場で敏速かつ適切な判断も必要である。

以上述べたようなことは、ある意味では振動測定にあたって当然のことであり、常識的なことと言えよう。しかしながら、なかなか売べきにうまくいくことは少ない。どのような振動測定においても少なからず失敗がつきまとうものである。筆者もこれまで数多くの振動測定を経験してきたが、その中で数多くの失敗をし、いまだに失敗を繰り返している。こうした失敗はいわば経験不足によることが多く、失敗を経験することにより、次からは同じ失敗を繰り返さないという経験工学のようなものであると考えている。

本報では、筆者がこれまでに体験した多くの振動測定における失敗例の幾つかを紹介する。本報は論文ではなく、笑いの話の雑文である。

2. 電源入れ忘れの例

これはかなり以前のことであるが、測定位置から離れた山の土砂採取場でダイナマイトによる発破が行われ、これによる振動を測定しようとした時の例である。基礎上に振動計を設置し、ケーブルを介して増幅器を通してデータレコーダに振動データを記録すべく準備をした。記録波形をモニタするためデータレコーダからの出力をシンクロスコープで見ている。しかし、発破に伴う振動波形が観察されず、増幅器やシンクロスコープのレンズを上げても電気ノイズのような波形しか観察されなかった。

おかしいとは思いつつ、発破の振動がここまではほとんど伝わってこないのかと考えていた。ところがふと増幅器をみると、増幅器のPOWERスイッチがOFFとなっていた。使用していた増幅器はメータ等がなく電源をONにしても表面は何ら変わらないタイプの機器であったため、気が付かなかったのである。

3. ケーブル絶縁不良の例

これは、橋梁の歩道上に延長ケーブルを張って橋梁の振動測定をしようとした時の例である。当日は朝のうち雨が降っていたが、雨がやみそうであったので測定を行うことにした。各測定点に振動計を設置して延長ケーブルで計測位置まで配線し、14成分同時測定しようとした。データレコーダの出力をシンクロスコープでモニタしたが、1成分だけ振動波形が観測されない。その成分は振動計として動電型速度計を使用していたため、速度計がクランプしたままではないか、速度計自身がおかしくないか、ケーブルのコネクタ部で断線していないか等、テストやシンクロスコープでチェックしたが全て正常であった。

動電型速度計はピックアップ自身で発電するタイプであり、増幅器なしで直接延長ケーブルをデータレコーダに接続して速度データの記録ができる。そこで、速度計からの3芯シールドケーブルとデータレコーダ入力用のBNC同軸ケーブルを途中でつないだ接続ケーブルを使用していた(写真-1)。これは以前か

らよく使用していたものである。最後にわかったことであるが、その接続部はきちんとハンダ付けしてあったものの各線同士の絶縁は簡単にビニールテープで巻いただけであった。その接続部が運悪く歩道上の少し雨水のたまった場所にあったために水に濡れて、電気信号の＋－が水によって漏電しショートしていたのである。

このトラブルによって、約1時間の無駄な時間を費やしてしまった。

4. 2種の振動計使用の例

これは電車の走る橋梁で、電車がゆっくり走行する時に電車の横揺れ（ローリング）による橋軸直角方向の変位振動を測定しようとした時の例である。変位計で直接測定することができないため、加速度計を用いて増幅器で電氣的に積分して変位波形をデータレコーダに記録しようとした。

この時、2箇所で橋軸直角方向水平動と橋軸直角方向水平動を同時測定することとしたが、同一機種の振動計を4台そろえることができず、1台だけ異なる機種を使用した。測定は順調に終わり、研究室に戻ってデータを再生したところ、図-1のように異なる機種を使用した1つの成分（3ch）だけがゆっくりした振動を捕らえていなかった。ところが早い現象（高い振動数の振動）は図-2のように正しく測定されていた。

この原因は使用した機器が異なり、増幅器の中で加速度波形を積分する際のハイパスフィルタの特性が違ったためである。この測定では、振動計を置き換えて測定しておいたため事無きを得たが、異機種の振動計を併用する場合には十分注意を要するという教訓であった。

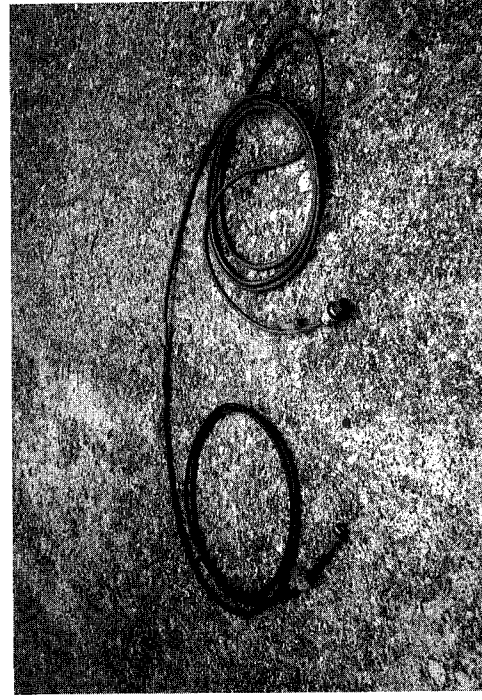


写真-1 接続用ケーブル

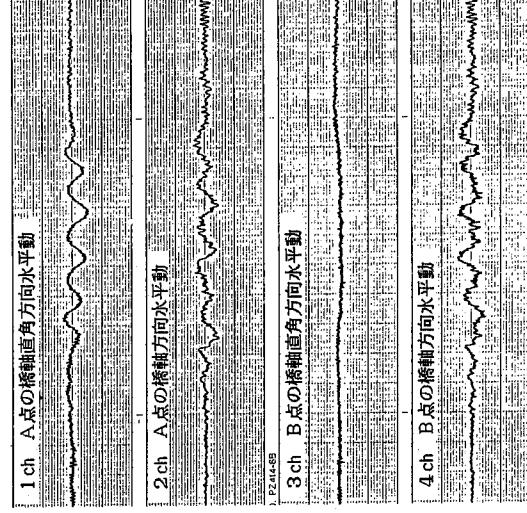


図-1 遅い現象の振動波形

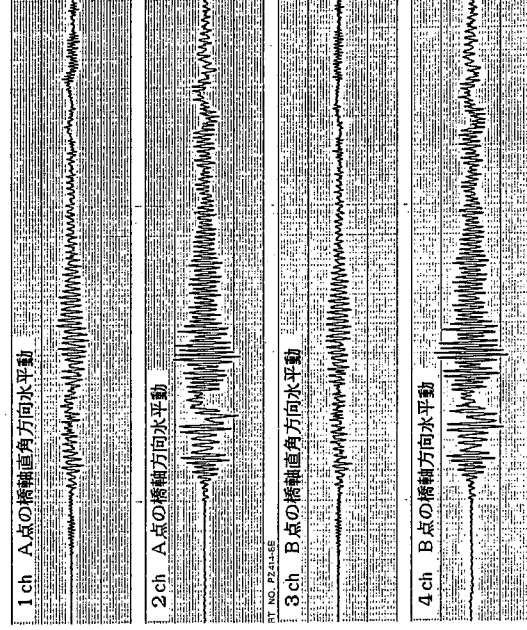


図-2 早い現象の振動波形

5. 歩道橋加振方法の例

道路橋では、振動測定において車両走行法がよく用いられる。これは簡単な加振法であることと、大型車両が走行すれば橋梁がある程度揺れてくれることから言えよう。一方、歩道橋は一般に支間長のわりに剛性が低く揺れ易いことから、人が歩いたり走ったりすれば揺れてくれる。

これは歩道橋の固有振動数を測定するために、人が歩いたり走ったりして加振した時の例である。通常のデータ解析のよう

に測定データをスペクトル解析し、スペクトルの図から卓越振動数を読み取り固有振動数を求めようとした。ところが、読み取った卓越振動数が固有振動数とは思えなかった。図-3にその時の測定データのパワースペクトル図を示すが、人が歩いたり走ったりした歩調の周期で歩道橋を強制加振したため、卓越振動数にはこの振動数が非常に卓越してしまい、固有振動数がわからなくなってしまうのである。

その後、歩道橋の上で砂袋を落として加振する測定をやり直した。図-4はこの時測定したデータのパワースペクトル図である。この場合には、固有振動数が卓越振動数として現れ、良い結果を得ることができた。

6. 測定点不足の例

振動測定を実際に行う場合には、現地作業という性格上、測定時間など様々な制約の中で行うことがほとんどである。このため、綿密な測定計画を立てて実施しても、いざ測定データの解析の段階になると、「もう少し測定点を多くしておけばよかった」と測定点の不足を感じるのが常である。

このような例は数えきれないが、最近の1つの例として上落式鋼アーチ橋の測定を示す。この例では図-5のような測定点を選び、測定を実施した。この橋梁には縦断勾配があり、車両進行方向に向かって1.4%の下り勾配であった。そこで縦断勾配の下方の桁端部の動きを見るために、測定点12, 13を設けた。

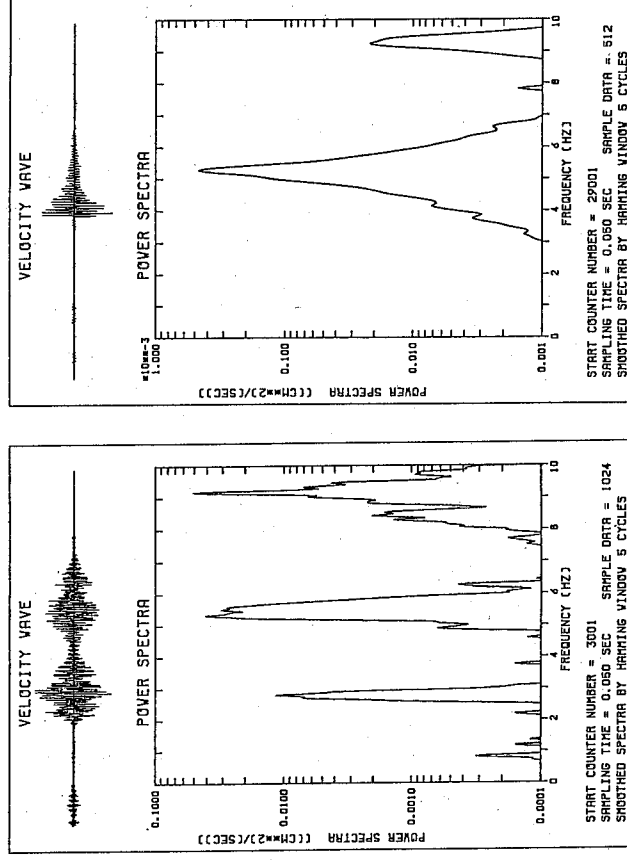


図-3 歩道橋の振動（人が走行）

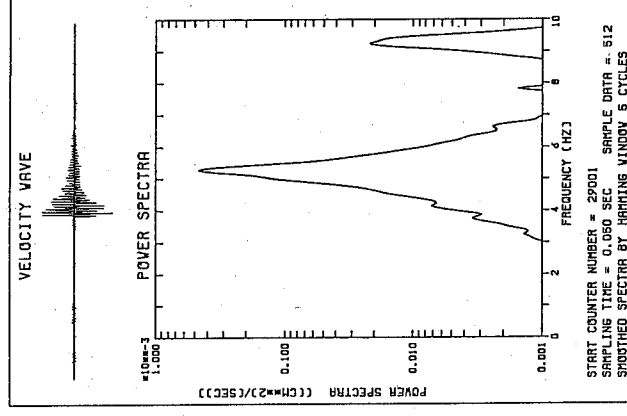


図-4 歩道橋の振動（砂袋を落下）

振動測定を実際に行う場合には、現地作業という性格上、測定時間など様々な制約の中で行うことがほと

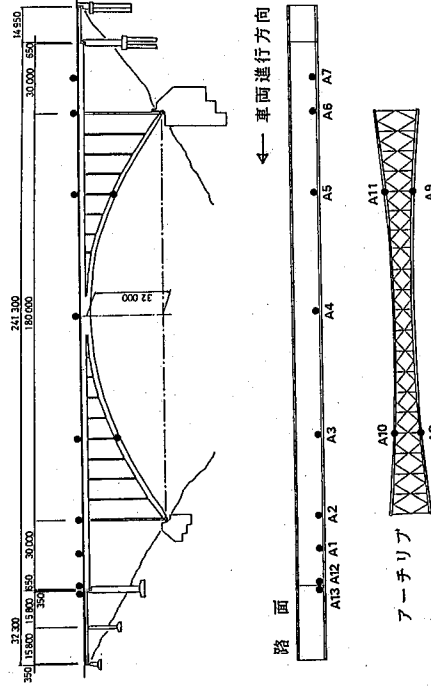


図-5 鋼アーチ橋の振動測定点

ところがデータ解析の段階になって、縦断勾配上方の桁端部にも測定点を設けておけばよかったことが付いた。この測定で下方の桁端部の様子はわかったが、上方でも測定しておけば両桁端部の動きの比較ができたのである。すなわち、両端で測定すれば橋梁全体が縦断勾配によって橋軸方向に流れるような動きをするかどうか得られたはずである。

7. 起振機加振実験の例

これは以前に橋梁の基礎を起振機で正弦波加振し、共振曲線を求めようとした時の例である。測定で対象とする振動数範囲内を全て細かい振動数間隔で加振していけばよいが、そうすると非常に時間を要することになる。共振曲線を求める場合、最も知りたいのは共振曲線のピーク付近の形状である。そこで一般にまず、粗い振動数間隔で対象振動数範囲を加振し、次にその結果から、ピークを有すると思われる振動数付近を細かい振動数間隔で加振する。

一般の起振機は不平衡重錘を回転円盤に取り付けたもので、加振力は回転数の2乗に比例する。したがって、共振曲線は加振力一定に換算して求めなければならない。

この測定の際には、測定時にこの加振振動数と加振力の関係を詳しく計算しておかなかった。これが失敗で、加振力一定に換算せずに描いた共振曲線（実変位曲線）が、図-6のようになつた。そこで、図から見て約4.7 Hzにも1つの卓越振動数があると思ひ、どのような振動か當んでこの付近を細かく加振した。図-6には加振力曲線も参考に示してある。

ところが、加振力一定に換算してみると、図-7のようになり、7 Hz付近は卓越振動数とは言えないようなものであった。これは要領よく実験を行うということからすれば、かなり無駄な作業であつた。

8. あとがき

以上、筆者が実際に体験した振動測定における失敗例を述べた。まさに筆者の無知をさらけ出すもので、恥ずかしい限りである。しかしこれもまた、未だこのような事態に巡り会われたことの無い方々には何らかの参考になるのではないと思ひ、第2回橋梁振動コロキウムの主旨に基づき、あえて述べた次第である。

ただし、この失敗で測定全体が失敗した訳ではなく、測定は当初の目的を達していることを付記しておく。

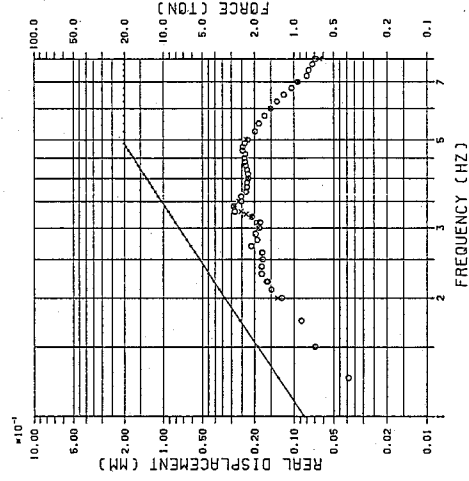


図-6 共振曲線（実変位）

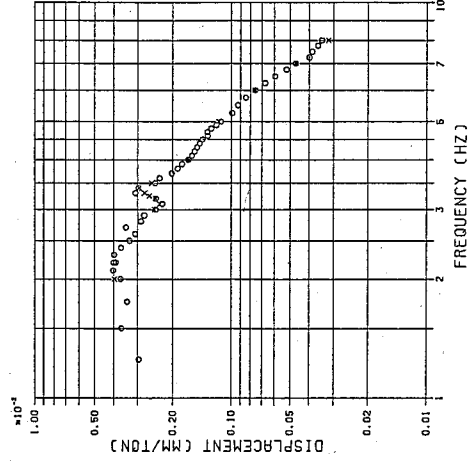


図-7 共振曲線（加振力一定）

②8 コンクリート合成鋼床版橋の積雪時における現場振動実験とその注意点について

北海道工学部 林 川 俊 郎
北海道工学部 渡 辺 昇
(株) 釧路製作所 井 上 稔 康

1. まえがき

昭和62年度札幌市内の住宅地において、泥流対策の一環として人工河川が掘削され野々沢川1号橋、2号橋が架設された。

この橋梁形式はコンクリート合成鋼床版橋(略してCSS橋)であり、主桁には既存のH形鋼を用い、その桁高が低いのが特徴である。図-1には、CSS橋の架設方法が示されている。まず、鉛直突起板のついた主桁を適当な間隔で並べ、その間にスタップジベルのついたパネル板をはめ込み、高力ボルトで両者を結合する。次に、格子状に鉄筋を配置し、コンクリートを打設し、防水層(グリップコート)を施し、アスファルト舗装をして架設が完了する。

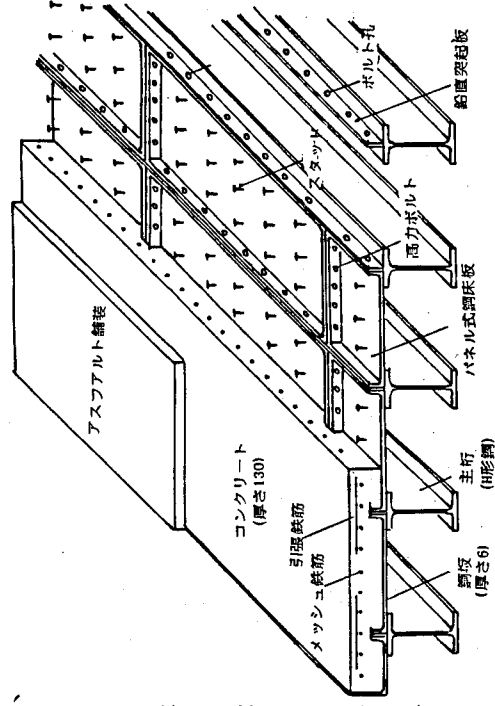


図-1 CSS橋(コンクリート合成鋼床版橋)の架設

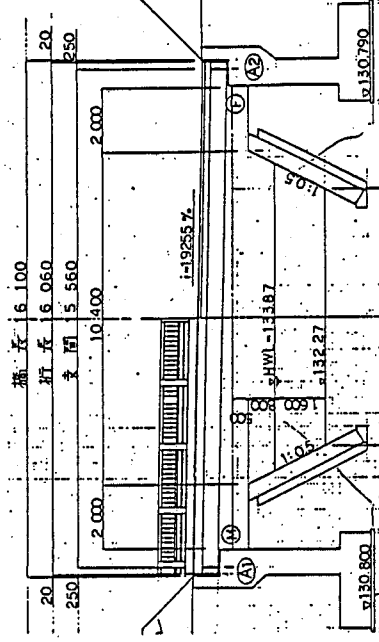


図-2 野々沢川1号橋の側面図

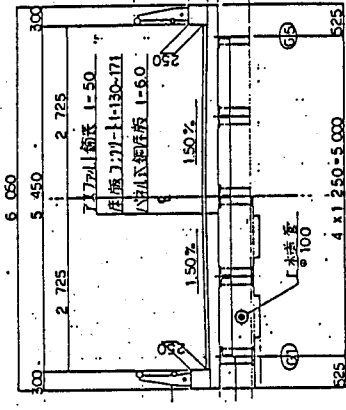


図-3 野々沢川1号橋の断面図

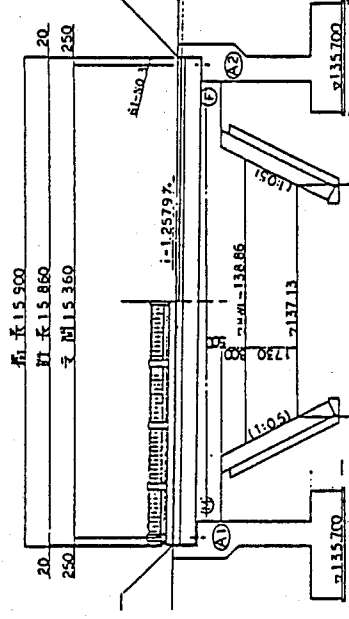


図-4 野々沢川2号橋の側面図

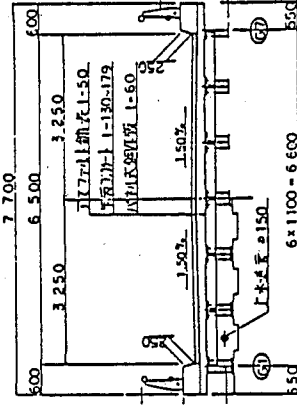


図-5 野々沢川2号橋の断面図

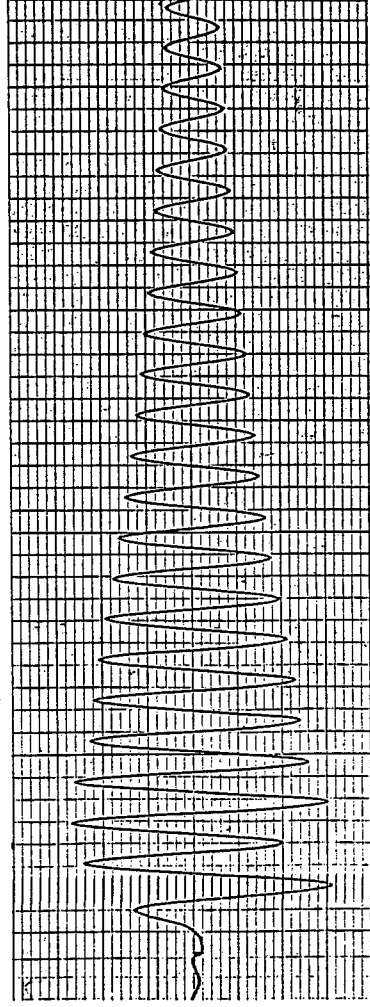
一昨年度北海道開発局石狩川開発建設部札幌河川事務所管内において、野々沢川1号橋および2号橋（CS橋）が施工された。そこで、CS橋が計画・設計・施工を通じて、その主旨に沿った機能を満足しているかどうかの調査として、現地静的載荷実験および人力加振による振動実験を行った。図一2と図一3には、それぞれ野々沢川1号橋の側面図と断面図が示されている。橋格は1等橋（設計荷重：TL-20）、支間長は15.56m、幅員は5.45mである。橋面には1.9255%の縦断勾配と1.50%の横断勾配がついている。主桁間隔は1.25m、主桁として5本のH形鋼（488x300x11x18）が配置されている。コンクリート床版厚は130～171mm、アスファルト舗装厚は50mmである。

野々沢川2号橋の側面図と断面図がそれぞれ図一4と図一5に示されている。支間長は15.36m、幅員は6.50mとやや広く、その分だけ主桁本数が7本と増えている。主桁間隔は1.10mである。他の断面諸元はほぼ野々沢川1号橋のものと同様の設計になっている。いずれも、単純支持された直橋タイプのコンクリート合成鋼床版橋である¹⁾。

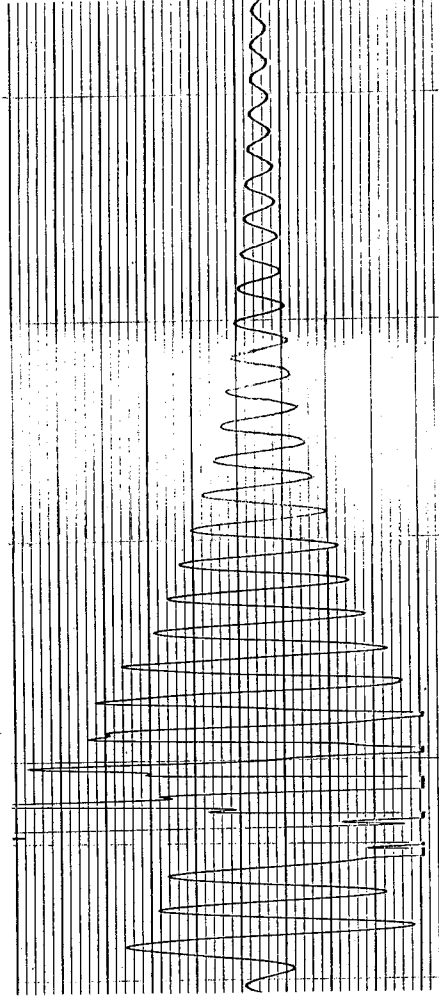
著者らは、架設中および架設完了後過去2年間にわたり、人力加振によるCS橋の現場振動測定を行ってきた²⁾。しかし、コンクリート合成鋼床版橋の固有振動数が温暖な時期（夏期）と積雪時（冬期）において、はつきりと異なることを確認してきた。そこで、本研究は温暖時と積雪時におけるCS橋の固有振動数が異なる原因について種々検討し、さらに、積雪時における橋梁の現場振動実験を行う場合に、注意すべき問題点について報告する。

2. 現場振動実験結果

コンクリート合成鋼床版橋への加振方法は、人間1人が橋面中央部にて屈伸することにより行い、自由減衰振動を起こすようにした。橋梁の振動応答は橋面中央部に設置したサーボ型の加速度計（STDV-3C）



図一6 野々沢川1号橋の実測自由振動波形（温暖時）



図一7 野々沢川1号橋の実測自由振動波形（積雪時）

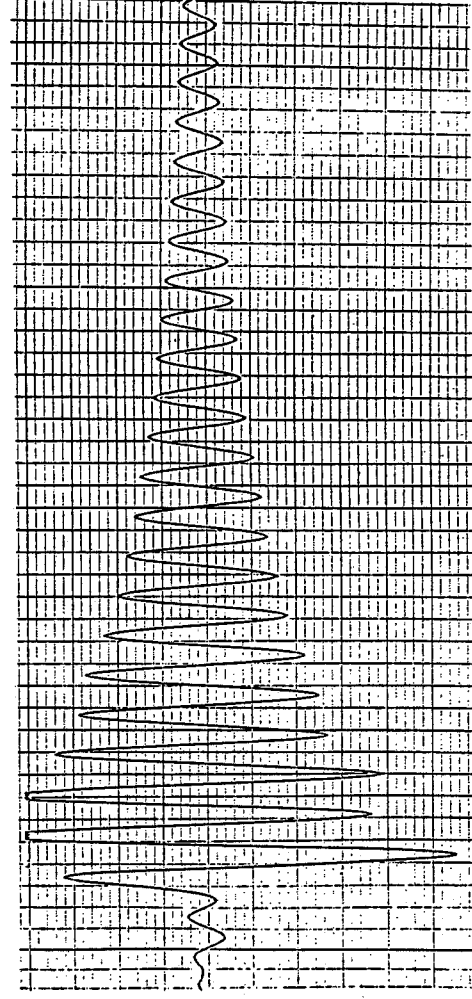


図-8 野々沢川2号橋の実測自由振動波形（温暖時）

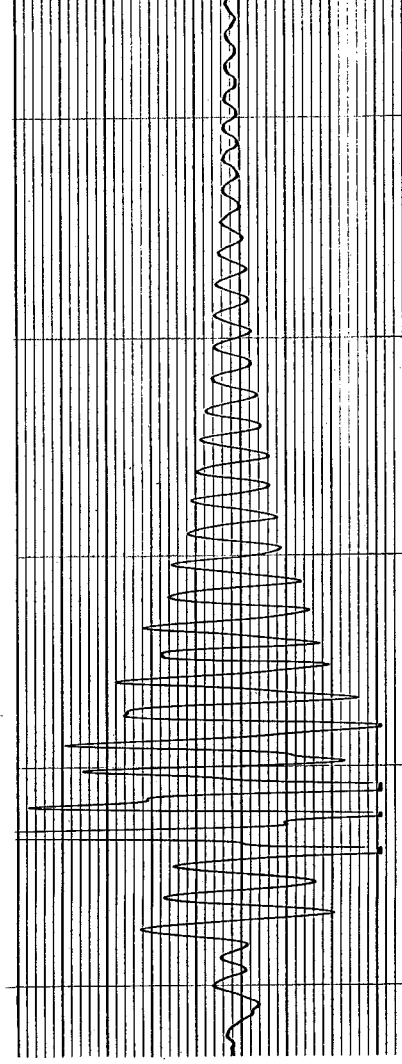


図-9 野々沢川2号橋の実測自由振動波形（積雪時）

により測定し、その自由減衰振動波形より基本固有振動数および対数減衰率を求めた。

図-6および図-7はそれぞれ野々沢川1号橋の温暖時（夏期間）と積雪時（冬期間）において実測された自由振動波形である。また、図-8および図-9はそれぞれ野々沢川2号橋の温暖時と積雪時において実測された自由振動波形である。

3. 固有振動数の計算値と実測値との比較

コンクリート合成鋼床版橋の現場振動実験は、上記の通り人力加振により自由減衰振動を起こさせ、その自由減衰振動波形より基本固有振動数および対数減衰率を求めた。その実測結果は表-1に固有周期および固有振動数としてまとめられている。何れも、CS橋の完成時の実測結果である。

次に、CS橋の固有振動数はパネル板に密に配置されたスタッドジベルにより主桁とコンクリート床版が十分剛結されていることから、完全合成桁としての剛性評価をし、簡易的に単純支持桁として算定した。表-1はCS橋の固有周期および固有振動数の計算値と実測値との比較を示している。温暖時において実測されたCS橋の固有振動数はほぼ計算値とよく一致している。しかし、積雪時にお

表-1 CS橋の計算値と実測値との比較

CS橋の計算値と 実測値との比較	野々沢川1号橋		野々沢川2号橋	
	固有周期 (SEC)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (SEC)	固有振動数 (Hz)
計算値（完成時）	0.21	4.8	0.20	5.0
温暖時	0.19	5.3	0.17	5.9
実測値 積雪時	0.16	6.3	0.14	7.0

ける固有振動数の実測値は、かなり計算値より大きい値となっている。また、温暖時における実測値と比較しても、約1 Hz程大きい値となっており、その夏期と冬期におけるCS橋の固有振動数には顕著な差があることが認められる。一方、CS橋の対数減衰率は夏期および冬期とも $\delta = 0.10 \sim 0.13$ の値でほぼ一定していることが実測された。

4. 積雪時の現場振動実験結果の検討

上で述べた温暖時と積雪時におけるCS橋の固有振

動数がはつきり異なる原因について考察してみよう。図一10 コンクリートの弾性係数と温度との関係一般的に、橋梁構造物の固有振動数（あるいは固有周期）は（1）橋梁の支間長、（2）橋梁全体の重量（質量）、（3）主桁、床版および地覆等の曲げ剛性、（4）境界条件および橋梁の形状等によって決定されるであろう。

ここで、CS橋の支間長は夏期および冬期を通して一定であることは当然であろう。次に、橋梁の重量は冬期の積雪時には雪荷重が付加されることが考えられる。しかし、雪荷重の付加質量はCS橋の固有周期を大きく、逆に言えば固有振動数を小さくするため、主たる原因とは考えにくい。積雪時におけるCS橋の曲げ剛性は低温のためアスファルト舗装およびコンクリート床版の剛性増加が考えられる。特に、アスファルト舗装の弾性係数は温度による依存性が強く、著者の研究室で行った実験によると、鋼(Es)とアスファルト(Ea)との弾性係数の比 n はおおよそ次式によって算定できる³⁾。

$$n = E_s / E_a = 1.10 * \exp(0.07t) \quad \text{ここで、} t = \text{温度 } (^{\circ}\text{C})$$

しかしながら、アスファルト舗装の剛性の寄与を上式により評価しても、常温時に比べてその剛性の寄与率は高々0.2%前後であり、CS橋の固有振動数にはあまり影響しないことがわかる。

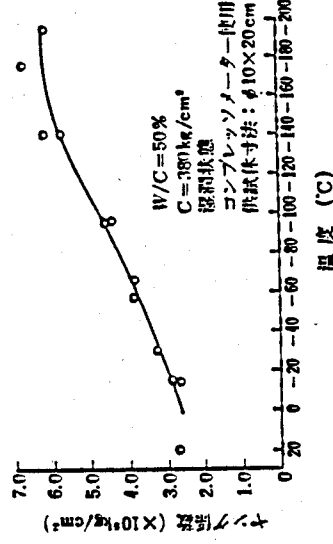
次に、低温下におけるコンクリートは図一10に示すように、常温時に比してかなり弾性係数が増大することが考えられる⁴⁾。しかし、その剛性の寄与率は4~5%であり、主たる原因とは考えられない。最後に、残った境界条件について検討してみると、野々沢川1号橋は図一2に示すように1.9255%の縦断勾配があり、積雪時には橋台A2と桁端部との間の水が凝結し、半固定あるいは固定の支持条件となっていることが考えられる。したがって、一端固定他端ヒンジとして固有周期を計算すると、野々沢川1号橋の場合 $T = 0.14 \text{ sec}$ 、野々沢川2号橋の場合は $T = 0.13 \text{ sec}$ となり、積雪時に実測した固有周期にほぼ一致しており、これが主たる原因と考えられる。

5. あとがき

本研究では、コンクリート合成鋼床版橋の固有振動数が夏期間に比べて冬期間の実測値が約1 Hz程大きい値になっており、その異なる原因について考察した。橋梁構造物の固有振動数に影響する因子としては、橋梁の支間長、重量、曲げ剛性、境界条件および形状等が考えられる。この中で、本橋に最も影響を与えているのは橋梁の両端における境界条件であろうと思われる。今後、積雪時における橋梁構造物の現場振動実験では、水回りの支持条件に十分注意する必要がある。最後に、本橋の現場振動実験には、北海道開発局石狩川開発建設部札幌河川事務所の関係各位に多大のご協力を頂いたことに感謝の意を表します。

(参考文献)

- 1) 渡辺・林川・及川：CS橋の自由振動周期について、土木学会北海道支部論文報告集, 63.2, pp. 73-76.
- 2) 及川・林川・渡辺・井上：CS橋の自由振動測定と剛性の検討について、土木学会第43回年次学術講演概要集, 63.10, pp. 406-407.
- 3) 北海道大学工学部橋梁研究室：本州四国連絡橋公団委託研究報告書（昭和50年度），51.3.
- 4) 三浦：極低温化のコンクリートの物性，コンクリート工学, Vol. 22, No. 3, 59.3, pp. 21-28.



② 歩道橋の振動測定と数値解析による検討

名古屋大学研究生 田 中 信 治
名古屋大学 加 藤 雅 史

1 まえがき

昭和40年ごろから高度経済成長に伴い、著しく自動車が増加し自動車中心の社会になった。その結果、道路交通の混雑と交通事故の多発が大きな社会問題となり、それらの解決策、交通安全施設の一つとして一般道路にかかると横断歩道橋「以下一般歩道橋と略す」が全国各地に数多く設置された。この頃の歩道橋は、一般に他の道路橋に比べ規模が小さく、荷重条件も比較的簡単であり、構造もシンプルなものが多かった。そのため建設省では、幅員1.50~2.25m、支間長およそ30mまでのものに対して建設省標準設計（歩道橋編）「以下標準設計と略す」を設定した。ところが近年では、前記の目的のための一般歩道橋の新設はかなり少なくなっている。その反面、次に示すようなタイプの横断歩道橋が多く架けられるようになった。

- 1) 歩行者保護の目的から幅員の狭い道路橋に平行して架けらるるかなり長支間の歩道橋。……〔以下側道橋と略す〕
- 2) 河川によって分断されている地域のコミュニケーションをはかるため、又学童、生徒の通学路を短くするための歩行者専用の河川歩道橋。……〔以下人道橋と略す〕
- 3) 公園、団地、広場等やサイクリングロードの一環として設けられる、シンプルの要素を含んだ歩道橋。……〔以下遊歩道橋と略す〕

以上に示すような歩道橋は、既設の道路橋のスパンに適合させたり河川条件を満足させたり、またその必要条件に適合させるため一般歩道橋と比べて大幅員、長スパン化している。一般に橋梁の固有振動数は、支間長Lの平方に反比例、剛性EIの平方根に比例、そして質量Mの平方根に反比例する。そのため、基本的に80~50mのスパンを有する歩道橋は、歩行者の歩調と共振して歩行者に不快感を与える固有振動数〔以下不快固有振動数と略す〕を避けることは非常に難しい。

近年建設された大型化した歩道橋も含めて歩道橋は、利用対象が歩行者ということから、一般の道路橋と比べてスレンダで死荷重も小さい。このことは歩行者が歩道橋を利用する際に、歩道橋にたわみを生じさせ、その結果振動させる。歩行者によって誘起される振動が直接的に歩道橋を崩壊させることはまずないとしても、地覆や高欄などの2次部材の部分的な破損を招いたり、部材継手部の疲労を早めて耐用年数を低下させる結果となる可能性は全くはない。しかしそれ以上に増幅された振動は、利用者に不安感や生理的に不快感を与えることになる。そこで、牛尾ら¹⁾、松本ら²⁾によって、歩行者の歩調は2Hz前後で、しかも歩道橋の減衰性能はきわめて低いために固有振動数が歩調に一致すると振動が増幅される事があると報告された。その後小堀、梶川ら³⁾によって、単独歩行だけでなく、群衆歩行によっても歩道橋の振動が歩行者に生理的不快感を与えることがあり、できるだけそれを避けるため歩道橋の1次または2次の固有振動数は、1.5~2.3Hzを避けたほうがよいと提案された。そして昭和54年発行された日本道路協会発行の立体横断施設技術基準⁴⁾「以下基準と略す」では、「活荷重による主げたの振動は利用者に不快感を与えてはならない」という振動に関する項目が設定された。その後昭和60年2月の標準設計⁵⁾においては「主桁のたわみ振動の固有振動数は1.5Hz~2.3Hzの範囲を避ける」と明記された。

そこで本論文では、以下の項目を把握することを目的として、愛知県および名古屋市内に架けられた、いろいろなタイプの横断歩道橋の振動測定を行い、設計段階での解析値との比較および、想定されうるモデル化との検討を行ったのでここに報告する。

- 1) 設計時において計算された振動特性と実橋でのそれが一致するかどうか

- 2) 解析時のモデル化が実橋に適合しているかどうか
- 3) 固有値解析をする場合の鉄筋コンクリートの剛性の評価方法

2. 歩道橋の振動調査

2. 1 振動調査対象歩道橋

まえがきにも述べたように、本論文の目的に合うように、振動調査の橋梁タイプは一般的なデッキタイプ（主桁断面はI桁および箱桁）とし、原則として基準に適している昭和54年以降に設計された比較的新しい橋梁とする。また基準設定以前に架けられた、よく揺れそうな橋梁も調査対象とし、支間30m以上の鋼単純桁とした。

対象とした歩道橋は、一般歩道橋A・B、側道橋A・B、人道橋A・B、遊歩道橋A・Bの各タイプ2橋づつの計8橋である。表-1に各歩道橋の諸元を示す。一般歩道橋A・Bは基準設定以前に建設された支間40mを越す、かなり揺れやすい歩道橋である。他の6橋はすべて基準設定以後に架けられたものであり、側道橋A・Bは共にRC床板を有している。また遊歩道橋A・Bは公園に隣接しているため景観を損ねないように配慮された太鼓（アーチ）型の側面を有している。

2. 2 実測方法

今回の測定においては、実測値と設計時およびモデル化との比較検討をするため、面内振動の1～2次までを扱い振動特性の内、固有振動数と振動モードを対象とした。測定は、支間の中央および左右1/4点または、1/6、2/6点に速度計を設置した。なお加振方法にはさまざまな方法⁶⁾が考えられるが、道路橋と比べるとスレンダーで死荷重が小さいので下記の方法を用いた。

1) 常時微動法

橋下を通る車や風などによって歩道橋は、微少ではあるが絶えず振動している。その振動を測定する。

2) 人力加振法

人間が1人もしくは2, 3人で歩行したり走行またはジャンプする。

表-1 各歩道橋の諸元

歩道橋名	断面形状 スケルトン	形式	スパン (m)	桁高 (m)	幅員 (m)	断面2次モーメント (10^6cm^4)
一般歩道橋 A		単純1桁	41.50	1.30	1.50	1.615
一般歩道橋 B		単純1桁	43.50	1.30	1.50	1.534
側道橋 A		単純1桁 (RC床版)	30.13	1.20	2.50	3.177 4.913
側道橋 B		単純1桁 (RC床版)	31.38	1.20	2.50	3.177 4.586
人道橋 A		単純1桁	36.60	1.10	2.50	1.634 2.168
人道橋 B		単純1桁	32.14	1.30	2.00	1.406
遊歩道橋 A		単純箱型	31.50	0.70	2.25	0.328 3.279
遊歩道橋 B		単純箱型	42.30	1.00	4.00	1.551 4.650

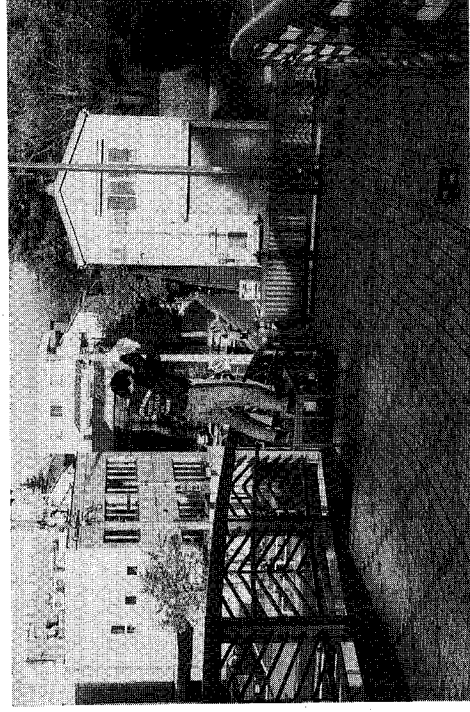


写真-1 衝撃加振法の状況

3) 衝撃加振法

橋上にゴム板をしきハンマーで打撃したり、砂ぶくろ等を1~2mの高さより落下させる。(写真-1参照) 今回の測定では、上記の方法よりそれぞれの歩道橋に適切な複数の方法で加振した。

2. 3 実測結果

以上のような加振方法で測定したデータをデータレコーダーに記録しコンピュータによってスペクトル解析した。得られた各歩道橋の振動特性を表-2に示す。固有振動数については、解析して得られたパワースペクトルのピークの値が各チャネル、各ケース間の測定データに多少のばらつきがあるものでそれらの値を平均したものにした。また今回の測定の目的から推定する固有振動数は、10Hz以下の1次および2次振動数とした。前節で3通りの起振方法を示したが、1)では期待したほど揺れない歩道橋があり、2)では歩道橋の固有振動と、人間の歩行および走行時の固有周期の振動が発生し、パワースペクトルのどのピークが歩道橋の固有振動の値か判断するのが困難な歩道橋もあった。また、3)のハンマーによる加振は加振力が判明でき、衝撃加振法に基づく解析手法を採用すれば良いが、局所振動となりやすく高周波成分が卓越しやすい等の問題がある。砂袋を落としたときのパワースペクトルは、歩道橋の固有振動のみが卓越しており、ピークの値も他の起振方法と比べると各チャネル間のばらつきは小さかった。

3. 固有値解析

3. 1 解析モデル

測定を行った歩道橋は、あらかじめ関係各所より設計計算書、設計図書入手し、それらに基づいて以下の①~④のモデル化を行い、固有値解析した結果を表-2に実測結果とともにまとめて示す。なお表-2の設計値はそれぞれの設計計算書に記載されていた値(ない場合は基準にもある梁の式で求めた値)を示した。また支点条件としては、一つは固定支点として、他は移動支点として解析を行った。

- ① 主要部材のみの剛度および質量の値
- ② ①に手すり、化粧版などの剛度および質量を加えた値
- ③ ①にその他(アスファルト舗装やタイル等)の部材の質量を加えた値
- ④ ②にその他の部材の質量を加えた値

表-2 実測振動測定と解析結果

歩道橋名	解析モデル	解析結果		設計値	実測結果 固有振動数
		1次振動数	2次振動数		
一般歩道橋A	①	2.274 Hz	8.893 Hz	F1=2.08 Hz	F1=2.17 Hz
	②	2.315 Hz	7.891 Hz	F2=8.72 Hz	F2=7.87 Hz
	④	2.241 Hz	8.961 Hz		
一般歩道橋B	①	1.993 Hz	7.971 Hz	F1=1.88 Hz	F1=1.99 Hz
	②	2.093 Hz	8.750 Hz	F2=7.52 Hz	F2=7.29 Hz
	④	2.023 Hz	8.092 Hz		
側道橋A	①	3.317 Hz	12.838 Hz	F1=2.39 Hz	F1=3.31 Hz
	③	3.277 Hz	12.689 Hz	F2=9.58 Hz	
側道橋B	①	3.143 Hz	12.045 Hz	F1=2.53 Hz	F1=3.25 Hz
	③	3.105 Hz	11.903 Hz	F2=10.16Hz	
人道橋A	①	2.963 Hz	11.845 Hz	F1=2.54 Hz	F1=3.46 Hz
	②	3.263 Hz	13.043 Hz	F2=10.16Hz	F2=7.81 Hz
	④	3.130 Hz	12.512 Hz		
人道橋B	①	3.318 Hz	13.324 Hz	F1=2.93 Hz	F1=3.48 Hz
	②	3.689 Hz	17.762 Hz	F2=11.72Hz	F2=9.55 Hz
	④	3.527 Hz	14.104 Hz		
遊歩道橋A	①	2.902 Hz	12.504 Hz	F1=2.35 Hz	F1=5.25 Hz
	③	2.753 Hz	11.809 Hz	F2=9.40 Hz	F2=9.29 Hz
遊歩道橋B	①	1.406 Hz	5.837 Hz	F1=1.34 Hz	F1=2.76 Hz
	③	1.344 Hz	5.562 Hz	F2=5.36 Hz	F2=6.04 Hz

3. 2 R C床版を有している場合の解析手法

側道橋A・BはRC床版を有しており、以下にこのケースの解析手法を述べる。

固有値解析をするにあたって、必要な諸数値で流動的な値がコンクリートの弾性係数である。一般的にコンクリートの弾性係数は、その品質によっても異なりその圧縮強度の関数として表示する方法については、古くから多くの計算がなされている。今回実施した振動測定において振動時の応力レベルは微小であり、解析に用いる動弾性係数はE_dは初期弾性係数E_iにほぼ一致すると考えられることから、コンクリートの弾性係数の算定にはCEB-FIP国際基準⁷⁾の次式を用いることにした。

$$E_i = 20685 \sqrt{f_c} \quad \text{-----} \quad (1)$$

ただし、E_i : コンクリートの動弾性係数 (Kg_f/cm²) f_c : 円柱供試体による圧縮強度 (Kg_f/cm²)
 上式で計算する場合圧縮強度f_cが問題となるが、合成桁で設計する場合道路橋示方書⁸⁾に従い、床版の設計基準強度は270Kg_f/cm²以上となる。またコンクリートはその性格上、月日の経過と共に圧縮強度は増加する傾向があり、これらのことを考慮に入れば円柱供試体による圧縮試験を行わずとも、固有値解析をするに際してはf_c=300~350 Kg_f/cm²を採用するのが妥当であると考えられる。ここで今回は設計基準強度が300Kg_f/cm²であるため1割増のf_c=330 Kg_f/cm²を採用した。さらに床版は一般のRC構造物よりも鉄筋が密に入っているケースが多く、その鉄筋による弾性係数の割増しを考慮するとRC床版の弾性係数Eは次式で与えられる。

$$E = E_c \left(1 + \frac{A_s}{A_c} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad \text{-----} \quad (2)$$

ただし、E : 鉄筋により割増したコンクリートの弾性係数 (Kg_f/cm²)

E_c : コンクリートの弾性係数 (Kg_f/cm²) E_s : 鉄筋の弾性係数 (Kg_f/cm²)

A_c : コンクリートの断面積 (cm²) A_s : 鉄筋の断面積 (cm²)

一方RC床版と鋼製の主桁の剛度の評価方法はいろいろな手法があるが、主桁、RC床版、アスファルト舗装のそれぞれの断面2次モーメントの重みで剛性を評価した具体的な数値例を付録に示した。

4. 比較検討

4. 1 解析値と実測値の比較

歩道橋の振動解析の場合、その多くは主要部材のみの剛度および質量の値より、振動特性を求めることになる。今回の解析ケースではケース①に相当する。正確を期す意味においては、ケース③もしくはケース④で解析を行うべきであろうが、表-2をみると遊歩道橋A・Bを除く他の歩道橋では、ケース①とケース③、④との差は、1次の振動数では5%以内である。表-2の右端に記してある実測結果と比較すると、ケース③、④の値の方が、実測の振動数により近い値となっているが、ケース①の値も10%以内の差で一致した。

一方RC床版を有している側道橋A・Bは解析値とは適合しているが、設計値とは差がある。実設計で用いられた剛性E_iはE=2.1×10⁶Kg_f/cm²、I=3.04×10⁶Kg_f/cm²、本解析で採用した値はE=1.81×10⁶Kg_f/cm²、I=5.06×10⁶Kg_f/cm² (付録より) となりがちなりの差がある。このことは鋼とコンクリートの弾性係数比nの値に直接関与することであるが、本解析のように変断面によるマトリックス解析を行わずとも付録のようにして求めた剛性を梁の式に代入すれば1次の固有振動数はF=2.86Hzとなり実測値との差は2割程度となる。ここで鋼とコンクリートの弾性係数比nの値について検討をする。一般的に設計時におけるnの値は道路橋示方書に示されているように、主桁の弾性変形、不静定力および断面応力を算定する場合のnはn=7を標準とし、コンクリートの弾性係数はその設計基準強度によって表-3のような値となっている。表-3からわかるように、σ_{ok}=300Kg_f/cm²のときn=7となり、σ_{ok}が大きくなればnの値は小さく

表-3 コンクリートの弾性係数

設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm^2)	210	240	270	300	400	500
弾性係数 ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	2.6	2.7	2.85	2.0	3.5	4.0
弾性係数比 n	8.1	7.8	7.4	7.0	6.0	5.3

っている。コンクリートの設計基準強度は材令28日強度であり、橋梁の供用開始にはかなりの日数が経過していること、最近のコンクリートの施工管理、品質管理の向上を考え合わせれ

ば、RC床版の弾性係数はかなり高いものと判断できる。以上のことと前節の式(2)のことを考慮に入れたと、合成桁の歩道橋の振動チェック(不快固有振動数の照査)のための固有値解析をするにあたっては、鋼とコンクリートの弾性係数比 n の値は $n=5.5\sim 6.0$ を採用するのが妥当と考えられる。

一方遊歩道橋A・Bは表-2からも明らかのように、解析値と実測値とは大きくかけ離れている。筆者らはこれまでにも多くの振動測定を行ってきたが、このようなケースはまれである。通常想定されうるいろいろな解析ケースを試みれば、実測値との誤差は大きくても2~3割程度と思われる。しかしこの2橋については、使用目的、周囲の景観を考慮にいれて、化粧板、床面のタイル等が使われているため、それら副部材の質量は主要部材のそれと比べてもかなり大きな値を占めている。そのためケース③が最も実橋を忠実にモデル化していると考えられるが、実測値との差は2倍程度あった。

4.2 モデル化における支点条件

一般的に2次元解析においては、橋軸方向にX軸、鉛直方向にY軸をとり、支点条件は1支点をX、Y方向固定(Fix.)、もう1支点はY方向固定(Mov.)とし、回転は、両支点とも自由とするのが普通である。ところが、遊歩道橋2橋の解析結果が、実測値の振動数と大きな違いがみられたので、支点の回転を固定とする解析を試みた。ここで支点条件を分かりやすくするために、Y方向固定をMov.、X、Y方向固定をFix.、回転固定をRot.として、考えられる全てのケースについて解析を行った。その支点条件と解析結果を表-4に示す。

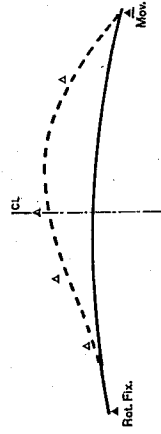
実測の1次の固有振動数は、遊歩道橋Aが5.25Hz、Bが2.76Hzであり、表-4と比較するとケースbが比較的良好一致する。ケースa~dまでは想定できるケースでありe、fは実構造物とかけ離れている。1次の支点の回転を固定と仮定した場合、固有振動数だけでなく振動モードも変化する。1次の振動モードは通常左右対称モードであり、2次のそれは逆対称モードである。そこで解析における1次、2次の振動モードおよび実測(5節点)におけるそれを図化したものを図-1に示す。

回転を自由とした場合センターより、対称な節点における振幅の絶対値は等しいが、今回の場合は最大で2倍程度絶対値が異なる。このことは実測についてもあてはまり、この2橋における実橋の解析ケースのモデルとしては、固定点の回転も固定としたケースが概ね妥当であったことと判断できる。換言すれば、この2橋の実振動特性のモデルはカンチレバー形式の先端に支点があるというケースといえよう。ここで一つ注意を要する。固定点の回転を固定とするモデルは、今回の測定のように加振力が小さい場合に適合するのであり、活荷重満載時とか地震時という大きな荷重が生じたときにはこの限りではない。しかし本論文の主旨は通常の使用状態を前提としているため、これらの異常時については考えないものとする。

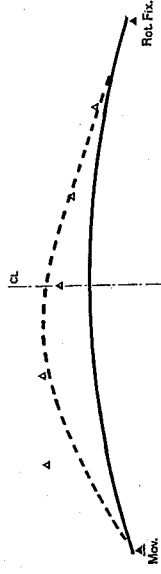
以上のように興味深い結果が得られた。このことは、これら2橋に限っていいえることであり一般の歩道橋

表-4 支点条件を変えた時の解析結果

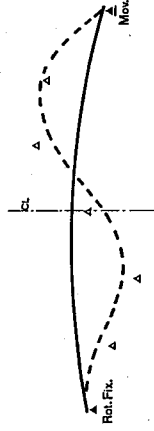
解析 ケース	支 点 条 件		1 次振動数の 解析値	
	支 点 1	支 点 2	遊 歩 道 橋 A	遊 歩 道 橋 B
a	Mov.	Fix.	2.753 Hz	1.344 Hz
b	Mov.	Rot.Fix.	4.745 Hz	2.531 Hz
c	Rot.Mov.	Rot.Fix.	7.569 Hz	4.254 Hz
d	Fix.	Fix.	8.987 Hz	5.410 Hz
e	Fix.	Rot.Fix.	10.717 Hz	6.222 Hz
f	Rot.Fix.	Rot.Fix.	11.889 Hz	7.107 Hz



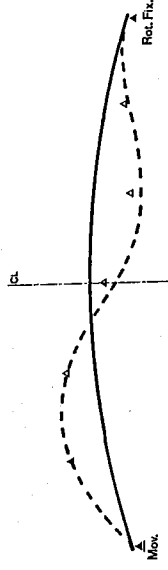
遊歩道橋 A の 1 次振動モード



遊歩道橋 B の 1 次振動モード



遊歩道橋 A の 2 次振動モード



遊歩道橋 B の 2 次振動モード

----- は解析値、△は実測値（5 測点）を示す

図-1 遊歩道橋の振動モード

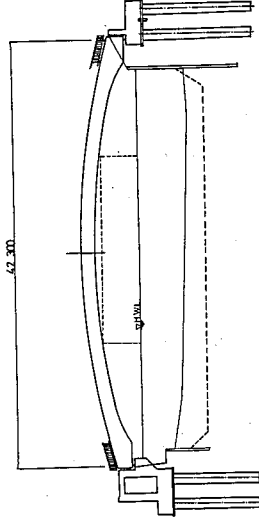
については表-4 に示めすように実測と通常の解析と一致する。ここでこの 2 橋が一般の歩道橋の形式と異なる点は 3 点ほどある。第 1 点はアーチ形状をした側面をしていること、第 2 点は主桁タイプが箱型であり周囲の景観への配慮から化粧板が付いていること、第 3 点は、一般の歩道橋は鋼製橋脚を有していることが多く、この 2 橋は架設地点の環境から橋台形式を有しており、また桁を支えている支承の構造が簡単なものでなく、一般の道路橋と同様な支承を採用していることである。まず、第 1 点目の太鼓型（アーチ）形状に付いては、ライズ比（ライズ/支間）をいろいろ変化させ数値解析を試みたがいずれの場合も大きな差はみられなかった。またこの 2 橋は図-2 に示すように、支間中央に比べて端部の桁高が大きくなっており、これらのことが解析値と実測値が適合しない原因の 1 つかもしれない。第 2 点目の箱桁断面および化粧板についてには通常の構造計算を行うしかなかった。しかし同じ断面力をもつ断面において、開断面（I 桁）より閉断面（箱桁）を有している方が剛性は高い。このことはねじり剛性に大きく関係しており 3 次元解析による検討が必要であろう。第 3 点目の支点および支承の問題は、現段階では難しい問題であるが、この 2 橋は一般歩道橋で用いるプレートではなく、A 橋は線支承、B 橋は標準支承板支承を採用している。このため加振力が小さい場合には固定端の回転が拘束される可能性があると想定される。しかしながら以上の 3 点については、今のところ想定している段階であり、今後は支承の動きも含めてさらに検討する必要がある。

5. 結語

本論文では、歩道橋の振動測定、解析を行い比較検討した結果、次の結論が得られた。

- 1) 歩道橋の振動測定時には、加振方法として砂袋を利用する方が、より明らかな振動特性を得ること

図-2 遊歩道橋 B の側面図



ができる。

- 2) 歩道橋の振動解析は、今回対象としたような歩道橋に限り主要部材のみで固有値解析を行っても比較的実測値と適合する。
- 3) 橋台で支持されて箱桁断面を有する大規模な歩道橋の振動解析は、必ずしも実橋と同じ支点条件で正確な値をとるとは限らない。
- 4) R C床版を有した歩道橋の固有値解析をするにあたっては、本論文に示した方法で橋の剛度を評価した方が実測値とよく適合する。

今後は以上のような結論を実証するためにも数多くの実測を行い、どのようなモデル化がまたどのような解析方法が一番適しているかを考えていきたいと思う。今回対象としたR C床版を有する歩道橋の場合はその剛度の扱い方によって、かなり大きな差が生じ、付録の方法をもってすれば、簡単な梁の式でより実橋に即した結果が得られることが判明した。筆者らは設計計算書が間違っていると言っているのでは決していない。ただこの橋が橋長40mのケースであったなら、このことは設計者を悩ましその結果、剛性を上げるため桁高を、腹板厚を、あるいはフランジ厚を必要以上に大きくしたかもしれない。これらのことを避けるためにも、この一例が今後の設計の参考になれば幸いと思う。

最後に本文をまとめるとにあたり関係各所に感謝の意を表す。また解析に際して名古屋大学大型計算機センターを利用したことを付記する。

付 録

右のような断面形状の合成桁（側道橋A）の振動チェック（不快振動数の照査）を行う時の具体的な手法を示す。なおここではアスファルト舗装の剛性を考慮したが、無視しても影響はほとんどない。

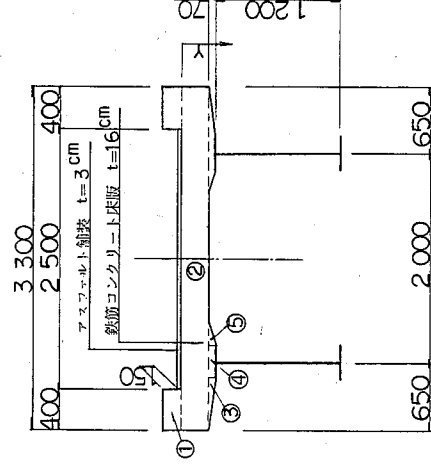
本文、式（1）、（2）より

$$\begin{aligned}
 E i &= 20665 \sqrt{330} = 3.75 \times 10^5 \text{ Kgf/cm}^4 \\
 E &= 3.75 \times 10^5 \left(1 + 0.01 \times \frac{2.1 \times 10^6}{3.75 \times 10^5} \right) \\
 &= 3.96 \times 10^5 \text{ Kgf/cm}^4
 \end{aligned}$$

	A	y	A y	A y ²	I ₀
① 2×40×18	1440	-9.0	-12960	116640	38880
② 330×16	5280	8.0	42240	337920	112640
③ 2×52×7/2	364	18.3	6661	121896	991
④ 2×26×7	364	19.5	7098	138411	1486
⑤ 2×21×7/2	147	18.3	2690	49227	400
計	7595	—	45729	764094	154397
			A y ² + I ₀ =		918491 cm ⁴

$$\frac{\sum A y}{\sum A} = \frac{45729}{7595} = 6.02 \text{ cm}$$

$$I = 918491 - 7595 \times 6.02^2 = 643245 \text{ cm}^4$$



2 U-Flg	29×1.5×2	A	y	Ay	Ay ²	I _o
		87	22.25	1936	43076	16
2 Web	120×0.9×2	216	83.00	17928	1488024	259200
2 L-Flg	35×2.2×2	154	144.10	22191	3197723	62
計		457		42055	4728823	259278
					Ay ² + I _o = 4988101	

$$\frac{\sum AY}{\sum A} = 92.02 \text{ cm}$$

$$I = 4988101 - 457 \times 92.02^2 = 1118371 \text{ cm}^4$$

	A	y	AY	I _o	Y	AY ²	I
桁	457	92.02	42053	1118367	82.18	3086373	4204744
床版	7595	6.02	45722	643245	-3.82	110829	754074
舗装	750	-1.50	-1125	563	-11.34	96447	97010
計	8802		86650				5055828
			$\frac{\sum AY}{\sum A}$	$\frac{86650}{8802}$	= 9.84 cm		

$$Es = 2.1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2 \quad Ec = 3.96 \times 10^5 \text{ Kgf/cm}^2 \quad EA = 1.0 \times 10^4 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$E' = \frac{4204744 \times 2.1 \times 10^6 + 754074 \times 3.96 \times 10^5 + 97010 \times 1.0^4}{5055828} = 1805747 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{457 \times 7.85 + 7595 \times 2.5 + 750 \times 2.3}{8802} = 2.761 \text{ t/m}^3$$

$$AI = \frac{4204744 \times 457 + 754074 \times 7595 + 97010 \times 750}{5055828} = 1527 \text{ cm}^2$$

E' : 全体の弾性係数 γ : 全体の単位体積重量 IX : 断面2次モーメント
AI : 剛性マトリックス用断面積 ΣA : 質量マトリックス用断面積

以上の値を梁の式に代入すると

$$F = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{M}}$$

$$= \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\pi}{3138} \right)^2 \sqrt{\frac{1.806 \times 10^6 \times 5.055 \times 10^6 \times 980}{27.82}} = 2.86 \text{ Hz}$$

参考文献

- 1) 牛尾正之、南条正洋：歩道橋の振動に関する諸問題、日立造船技報、33巻3号(1972), pp. 28-33
- 2) 松本嘉司、佐藤秀一、西岡隆、塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した動的設計に関する研究、土木学会論文報告集、NO. 205(1972), pp. 63-70
- 3) 小堀為雄、梶川康男、城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計、橋梁と基礎、8巻12号(1974), pp. 23-29
- 4) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、丸善、1979.1
- 5) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第5巻解説書（立体横断施設—横断歩道橋・地下横断歩道）1985.2
- 6) 加藤雅史、島田静雄：橋梁の現地振動実験法、土木学会誌、Vol. 66, NO. 2(1981), pp. 38-42
- 7) 岡田 清、六車 照編：コンクリート工学ハンドブック、朝倉書店、1981.2, pp. 465-468
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I, II, III）、丸善、1980.2

③0 アーチリブ架設時の振動測定と解析値との比較

名古屋大学 加藤雅史 名古屋大学研究生 田中信治
ヒューマンコンクリート財団 大浦 隆

1 まえがき

近年コンクリートアーチは、景観が優れていること、完成構造が合理的であることなどから、次第に多く採用される傾向にある。特に支間100～150m以上の長大コンクリートアーチ橋は、PC技術を活用したカンチレバー工法などで、ある程度その工法が確立してきている。しかし支保工を設置できない、支間50～100m程度の中規模アーチ橋は依然としてセントル工法が主流となっており、経済性などの面で橋梁計画の障害となっていた。

城址橋はこれらの障害を取り払う施工法として、鋼管内にコンクリートを充填し合成柱として用いる、世界に例のない合成アーチ巻立て工法 (Concrete Lapping Method with pre-erected Composite Arch-CLC A工法) を採用した¹⁾²⁾³⁾。この施工法の利点の1つはメラン工法における鋼材にあたるものを大部分コンクリートで置き換えるため、鋼材量が大幅に減少し経済的であることである。本橋は、新潟県佐渡島に位置し、支間82mの非対象アーチを有する鉄筋コンクリート固定アーチ橋であり一般図を図-1に示す。

本施工法は引張材として適した鋼材と、圧縮力に適したコンクリートを組み合わせることによって、段階的に強固なアーチ支保材を形成するものであり、施工途中においてアーチリブの構造系が、①2ヒンジ鋼管アーチ、②2ヒンジコンクリート充填鋼管アーチ、③固定コンクリートアーチ、と変化する (施工順序図を図-2に示す)。

そこで城址橋の各施工段階において、次の事項を把握する事を目的として振動測定およびその数値解析を行った。

- (1) 橋梁の架設時には、構造部材以外にも各種の架設用部材等が付加されているため振動特性にもこれらが影響することが考えられる。そこで各施工段階において架設用部材が振動特性に与える影響を検討する。
- (2) 各施工段階に適した振動測定方法を検討する。
- (3) 振動特性を把握することにより、本橋の各施工段階におけるアーチリブの剛性を評価する。

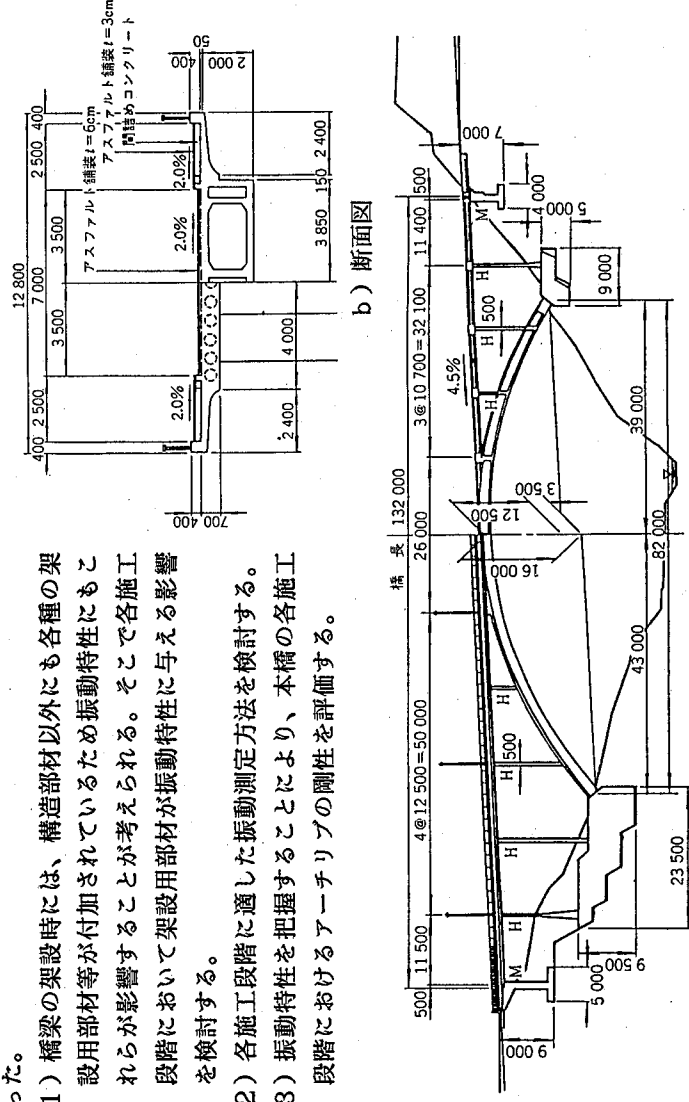


図-1 一般図
a) 側面図
b) 断面図

2 振動測定

一般に橋梁の振動特性とは、固有振動数、振動モード及び構造減衰をいう。これらを測定する試験方法にはいくつかの種類があるがそれぞれに長所短所があり、試験目的および現地状況に応じて適切な方法を選択する必要がある⁴⁾。

本橋においては、固有振動数、振動モードを測定対象として、以下に示すような各施工段階を終了した時点で振動測定を行い、表-1に示すように各施工段階に応じて加振法を選択した。なおここで衝撃加振は、測定Aおよび測定Bでは人力により木ハンマーで打撃し、測定Cでは吊り上げた砂袋を落下させる方法とした。また、人力加振は人がアーチリブ上を歩行することにより加振した。

(a) 鋼管アーチ閉合時（コンクリート充填直前、測定A）施工順序図-5

(b) 充填コンクリート打設後（充填コンクリート養生終了時、測定B）施工順序図-6

(c) アーチリブ完成時（巻立てコンクリート施工終了時、測定C）施工順序図-8

3 鋼管アーチ閉合時における測定および解析結果

3-1 測定結果

コンクリート充填前は橋梁全体の重量も軽く、非常に揺れやすい構造であった(写真-1参照)。このため常時微動測定時において増幅器の感度を余り高くしなくても、わずかな風によって測定が可能であった。測定は図-8に示した○印の位置に圧電型加速度計を設置した。

測定データを、スペクトル解析によってデータ処理する。スペクトル解析結果より各データのパワースペクトル値がビークを示す卓越振動数を読み取り、それぞれの卓越振動数付近のパワースペクトルデータより、スペクトル関数を最適次数多項式で近似し、得られた多項式関数よりパワースペクトルのピーク値とその振動数を推定した。以上より各成分データごとの卓越振動数、スペクトルの大きさ、位相角等を総合的に検討し、固有振

写真-1 コンクリート充填前の状態



動数とその振動モードを推定した⁵⁾⁶⁾。得られた固有振動数は面内振動が1～2次、面外振動が1～3次の計5個である。測定結果を表-2に示す。

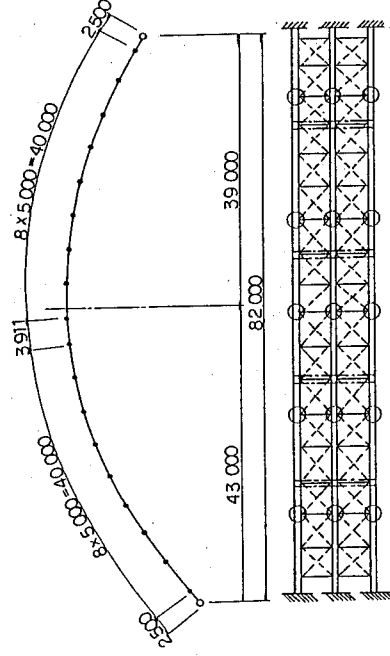
3-2 固有値解析結果

まず始めに構造部材のみを考えたモデルで解析を行った(解析ケースA1)。解析モデルを図-3に示す。

アーチ閉合時の現場の状態は解析ケース1のモデルと大きく異なっており、3本の鋼管アーチ閉合のローリング用に、スパン中央よりH-588(H型鋼588×300×12×20)が2本、スパン1/4および3/4地点にH-400(H型鋼390×300×10×16)がそれぞれ1本ずつ架設用機材として加えられていた。そのためこれらの4本のH鋼部材を考慮にいれて解析を行った(解析ケースA2)。一般的に構造物のモデル化は難しく、構造物をより忠実に表現すれば、そのモデル化はより複雑になっていく。しかしながら現場の状況と一致させるために、各節点に格子(斜め方向)状態の鋼棒φ48mmを考慮にいれて解析を行った(解析ケースA3)。各解析ケースとも支持条件は、Y軸(橋軸直角方向)回りの回転だけを許し、他は固定とした。各解析ケースの結果一覧を表-2にまとめて示す。

3-3 比較検討

表-2からも判別できるように、実測値と最も適合しているのは解析ケースA3である。解析ケースA1およびA2と実測値とを比較した場合、解析結果では2次の振動まで面外振動が測定された。これは解析ケースA1、A2においては実橋の架設状態に適性が実橋より小さく計算されたためと考えられる。そのため解析ケースA3においては実橋の架設状態に適合させるため、1つの部材としては、わずかな剛性しか持たない鋼棒を各節点に連結させることによって、面外方向の剛性を正しく評価できたと考えられる。又解析値の面内振動数と実測値とは少しずれがあるが、これは実橋において架設用の階段、手すり等あまり剛性のない部材が載っており、これらの重量を解析にうまく反映できなかったことが原因と考えられる。以上のように、解析と実測を比較検討した結果、コンクリート充填前における鋼管アーチの振動特性は、架設用部材を十分考慮した理論値とよく一致しており、非対象アーチの振動特性も概ね把握できた。



—は鋼管アーチ—はH型鋼---はφ48mm鋼棒を示す

図-3 鋼管アーチ閉合時の解析モデル

表-2 鋼管アーチ閉合時の解析および実測結果

次数	解析ケースA1 (架設材なし)	解析ケースA2 (架設材H鋼)	解析ケースA3 (架設材H鋼) (斜部材鋼棒)	実 測 結 果
1	0.425Hz (面外1次)	0.689Hz (面外1次)	1.378Hz (面外1次)	1.34Hz (面外1次)
2	1.084Hz (面外2次)	1.284Hz (面外2次)	1.703Hz (面内1次)	1.50Hz (面内1次)
3	1.851Hz (面内1次)	1.774Hz (面内1次)	2.583Hz (面外2次)	2.64Hz (面外2次)
4	2.137Hz (面外3次)	2.295Hz (面外3次)	3.634Hz (面内2次)	3.08Hz (面内2次)
5	3.536Hz (面外4次)	3.499Hz (面外4次)	4.376Hz (面外3次)	4.00Hz (面外3次)
6	4.066Hz (面内2次)	3.865Hz (面内3次)	6.075Hz (面内3次)	—

4 充填コンクリート打設後の測定および解析結果

4-1 測定結果

コンクリート充填後は、前途の鋼管アーチ閉合時（コンクリート充填前）と同一の測定点で同一の測定方法により振動測定を行った。充填前に比して橋梁全体の重量も大きくなり、このため常時微動測定時に増幅器の感度を充填前の2倍（この感度はアンプの最高感度である）に高めて測定を行った。

コンクリート充填後ではアーチリブ重量が大きく剛性も高まったため振動測定の結果は、各ケース各チャネルにおいてかなりのばらつきがあり、同じ面内振動においても加振法が異なることによって、卓越振動数が異なり面内振動において面外振動の影響をうけているもの、またその逆のケースもあり判別しにくい状態であった。特に常時微動のデータからは無風状態であったこともあり良い結果は得られなかった。測定データのスペクトル解析結果からピーク振動数および各成分間のコヒーレンス、位相差等から判別した固有振動数は、面内振動が1～2次、面外振動が1～4次の計6個である。充填前と同様、振動モードと共に表-3に示す。

4-2 コンクリートの弾性係数の算定

一般的にコンクリートの弾性係数は、その品質によっても異なりその圧縮強度の関数として表示する方法については、古くから多くの提案がなされている。今回実施した振動試験において振動時の応力レベルは微小であり、解析に用いる動弾性係数 E_d は初期弾性係数 E_i にほぼ一致すると考えられることから、コンクリートの弾性係数の算定にはCEB-FIP国際基準⁷⁾の次式を用いることとした。

$$E_i = 20665 \sqrt{f_c}$$

ただし、 E_i : コンクリートの動弾性係数 (Kg_f/cm²)

f_c : 円柱供試体による圧縮強度 (Kg_f/cm²)

なお、振動測定時の円柱供試体による圧縮強度は、約300Kg_f/cm²であり、コンクリートの弾性係数は上式より 3.5×10^5 Kg_f/cm²とした。一方、鋼管コンクリート合成柱に関するこれまでの研究⁸⁾を参考にし、鋼管と充填コンクリートによる合成効果が予想されるため、コンクリートの弾性係数を約30%程度アップした値 4.5×10^5 Kg_f/cm²を一部採用し解析検討をすることとした。

4-3 固有値解析結果

コンクリート充填後の現場の状態は、充填前とほとんど変化はなく鋼管アーチ内にコンクリートを充填しただけである。ここで問題となるのが、①コンクリートの剛性をどの程度評価するか、②支持条件は充填前と同じでよいか、③各節点での斜め方向の鋼棒は橋梁全体の剛性に影響しているか、である。これらの問題を解決するために以下に示す5ケースの3次元固有値解析を行った。解析モデルとその座標値はコンクリート充填前と同じである。各解析ケースの結果一覧を表-3に実測値と共に示す。

- 解析ケースB1 鋼とコンクリートの剛性をそれぞれの断面2次モーメントの重みで換算し、架設用部材はH鋼4本と斜め方向の鋼棒を考慮した。

- 解析ケースB2 解析ケースB1の支持条件をすべて固定とした。

- 解析ケースB3 解析ケースB1においてコンクリートの剛性を上げた。

- 解析ケースB4 解析ケースB3の支持条件をすべて固定とした。

4-4 比較検討

解析ケースB1～B4の結果について大まかに分類すると、面外方向については1次から概ね3次までは、振動数および振動モードもほぼ実測値と対応している。面内方向については、支持条件によって大きく解析値が異なり、解析ケース2、4のように全てを固定にした方が実測値とよく対応していることがわかる。以

表-3 充填コンクリート打設後の解析および実測結果

次数	解析ケースB1 (架設材H鋼) (斜部材鋼棒)	解析ケースB2 (ケースB1-固定)	解析ケースB3 (ケースB1・コリドー 剛性7割)	解析ケースB4 (ケースB3-固定)	実測結果
1	0.655Hz (面外1次)	0.695Hz (面外1次)	0.679Hz (面外1次)	0.715Hz (面外1次)	0.68Hz (面外1次)
2	0.659Hz (面内1次)	1.039Hz (面内1次)	0.733Hz (面内1次)	1.127Hz (面内1次)	1.14Hz (面内1次)
3	1.196Hz (面外2次)	1.239Hz (面外2次)	1.235Hz (面外2次)	1.314Hz (面外2次)	1.24Hz (面外2次)
4	1.444Hz (面内2次)	1.761Hz (面内2次)	1.596Hz (面内2次)	1.879Hz (面内2次)	2.13Hz (面外3次)
5	1.867Hz (面外3次)	2.073Hz (面外3次)	1.980Hz (面外3次)	2.265Hz (面内2次)	2.46Hz (面内2次)
6	2.635Hz (面外4次)	2.747Hz (面内3次)	2.802Hz (面外4次)	2.882Hz (面外4次)	3.32Hz (面外4次)

上のようなことは充填前には生じなかった現象であり、コンクリートを鋼管内に充填させそのため橋梁全体の重量が増加したことに起因している。つまり言い換えると、理論上は2ヒンジアーチであってもアーチ全体の重量が増加することによって、実橋においては振動振幅が小さいために固定アーチの挙動を示すこととなる。これらのことが解析ケースB2およびB4が比較的に実測値と適合している原因と考えられる。解析ケースB2とB4の違いはコンクリートの剛性だけであり、どちらのケースも実測値と似かよっている。しかしながら高次の振動モードまで比較していくと、解析ケースB2においては4次の振動モードは明らかに面内2次であり、5次の振動モードは面外3次である。しかし解析ケースB4の4次と5次の振動モードは、面内振動とも面外振動とも判断できないところがある。

以上の結果、コンクリートの剛性を上げた解析ケースB4が1番よく実測値と適合しているといえよう。

言い換えると円柱供試体の圧縮強度よりも、鋼管内の充填コンクリートの方が大きな圧縮強度を持ったことといえる。

5 アーチリブ完成時の測定および解析結果

5-1 測定結果

アーチリブが完成した後の現場は、架設部材から完成形へと変化した3本の鋼管アーチを一体化するコンクリートアーチは人がジャンプしたぐらいいではびくともしなかった。(写真-2参照)しかしながら測定当日は冬の天候となり、日本海から吹く強い季節風もあって、常時微動測定時においても測定が可能であった。一方衝撃加振においては砂袋を落下することによって行った。基本的にコンクリート充填前、充填後と同様であるが、今回の振動測定はアーチリブが完成した後で、構造物としては非常に剛な形式となったため、

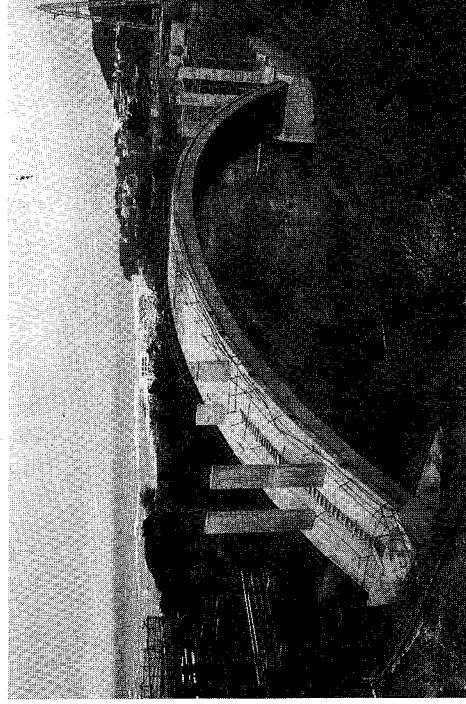


写真-2 アーチリブ完成時の状況

加振方法は本橋の施工用に架設されているケーブルクレーンを利用して衝撃加振を行った。すなわち、ケーブルクレーンで砂袋(60kg)を番線を介して吊り上げ、この番線を切断して砂袋を落下させることにより、衝撃加振する。加振位置は現場の状況にあわせて、スパン中央とスパン1/4の地点で行った。

前回と同様の方法で固有振動数の結果は、各ケース各チャネルにおいてほとんどばらつきがなく、解析判定は明解であった。原因としては、構造系が架設用から完成形に変わってほとんどが考えられること、現場が冬季休暇に入り他の作業がなかったこと、加振方法が適切であったことなどが考えられる。以上のような明解な測定データよりピーク振動数および各成分間のコヒーレンス、位相差等から判別した固有振動数は、面内振動が1～2次、面外振動が1～3次の計5個である。以前と同様、振動モードと共に表-4に示す。

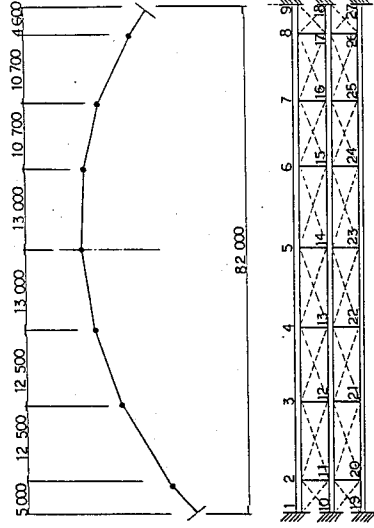
5-2 固有値解析結果

アーチリブ完成時の現場の状態は、以前とうって変わって変わり右岸側左岸側には共に4本ずつの垂直材も完成しており、また現場の冬季休暇と重なって架設用部材もほとんど取りはらわれていた。構造系としてはシンプルであるが、3次元解析を行うにあたってはモデル化が問題となる。すなわちアーチリブの断面において上床版、下床版および横桁の剛度の判定、スプリング部の判断のしかた、垂直材の取り扱いかた等、さまざまな問題がある。まず始めにモデル化として考えられるものは、①アーチリブを1本の梁とする、②3本の鋼管アーチを横桁で結び、上下床版は各節点に荷重として解析する、③②と同じであるが、上下床版の剛度と横桁に加えて解析する、④上下床版

の質量および剛性を、各節点に格子状(斜め方向)に換算し解析する。以上の4ケースのモデル化を考えて比較検討した。その結果①と④が比較的一致したため④のモデルを基準としてそれ以外の問題に対応することとした。今回の振動測定の目的は、アーチリブの構造系の変化を振動性状によって評価しようとするものであり、垂直材の影響は考えない。そのため垂直材は解析モデルに取り入れずその質量だけを考慮した。以上のようにいろいろ考えられる中で、2次元解析も含めて以下に示す4ケースの3次元解析と3ケースの2次元解析を行った。解析モデルを図-4に示す。各解析ケースの結果一覧を表-4にまとめ示す。

表-4 アーチリブ完成時の解析および実測結果

次数	解析-1 C1 L=82.0m	解析-1 C2 C1&C2-up	解析-1 C3 L=78.0m	解析-1 C4 C3&C4-up	解析-1 C5 L=82.0m	解析-1 C6 C5&C6-up	解析-1 C7 L=78.0m	実 測 結 果
1	1.720Hz (面内1次)	1.951Hz (面内1次)	1.880Hz (面内1次)	2.132Hz (面内1次)	1.851Hz (面内1次)	2.106Hz (面内1次)	2.384Hz (面内1次)	2.52 Hz (面内1次)
2	2.268Hz (面外1次)	2.573Hz (面外1次)	2.549Hz (面外1次)	2.891Hz (面外1次)	—	—	—	2.87 Hz (面外1次)
3	3.109Hz (面内2次)	3.526Hz (面内2次)	3.396Hz (面内2次)	3.852Hz (面内2次)	4.045Hz (面内2次)	4.587Hz (面内2次)	5.052Hz (面内2次)	4.39 Hz (面内2次)
4	4.468Hz (面外2次)	5.067Hz (面外2次)	4.810Hz (面外2次)	5.455Hz (面外2次)	—	—	—	6.61 Hz (面外2次)
5	5.749Hz (面外2次)	6.52 Hz (面外2次)	6.281Hz (面外2次)	7.123Hz (面外2次)	—	—	—	8.24 Hz (面外3次)
6	6.655Hz (面外2次)	7.546Hz (面外2次)	6.897Hz (面外2次)	7.821Hz (面外2次)	7.952Hz (面内3次)	9.017Hz (面内3次)	10.007 Hz (面内3次)	—



... は上下床版換算部材を示す

図-4 アーチリブ完成時の解析モデル

・3次元解析

- 解析ケースC1 解析モデル④に基づき垂直材を荷重として考慮。スパン82m。
- 解析ケースC2 解析ケースC1においてコンクリートの剛性を上げた。
- 解析ケースC3 解析ケースC1のスパンを78m(スプリング部の先端を固定端)とした。図-5参照
- 解析ケースC4 解析ケースC3においてコンクリートの剛性を上げた。

・2次元解析

- 解析ケースC5 解析ケースC1の2次元解析。
- 解析ケースC6 解析ケースC5のコンクリートの剛性を上げた。
- 解析ケースC7 解析ケースC6のスパンを78mとした。

5-3 比較検討

表-4全体からわかるように、ほとんどのケースにおいて実測値より解析値が低い値を示している。このことは一般的に、橋梁の固有振動数の実測結果は、解析結果より高くなるという傾向に一致している。しかしながら解析ケースC4の面外方向と解析ケースC7の面内方向に注目すれば、解析ケースと実測値が比較的良好一致しており、このことは鋼管とコンクリートが合成効果を生み出したことと考えられる。一方、スプリング部はその構造上断面に空間がなく、すべてコンクリートで間詰めされており振動振幅が小さいために、その先端が支点となって振動したものと判断される。

解析ケースC4において面内振動が実測値と一致していない原因としては、モデル化の問題があり、これに関しては鋼管とコンクリートから成る3本の主桁間および横桁に囲まれた、上下床版の剛性評価に起因するものと思われる。この上下床版は面内、面外両方向の剛性に関与するが、今回の場合面外方向は概ね正しく評価できたが、面内方向に対しては不十分であったと思われる。また、鋼管内の充填コンクリートは無筋コンクリートであり、わずかながら解析値の重量より軽いことも原因の1つと考えられる。

以上のように、固有振動数に関しては解析値と実測値に多少差がみられるが、アーチリブ完成時の振動特性は概ね把握できた。また2次元解析および3次元解析結果と実測結果とを総合的に判断すれば、本橋の施工は計画通り行われ、アーチリブが設計時に想定した構造を十分な精度で具現化しているものと判断できる。

6 結 語

新潟県佐渡島に架けられた城址橋でアーチリブ完成までの各施工段階における振動測定を行い、アーチリブの振動特性を把握すると共に、各施工段階の固有値解析を行い、その結果と比較検討することによって以下のような結論を得た。

本測定によって得られた城址橋の振動特性およびアーチリブの剛性評価に関して得られた所見を以下に列挙する。

- 1) 各施工段階における振動測定の結果、面内振動に関しては1～2次、面外振動に関しては1～3又は4次の固有振動数が得られた。

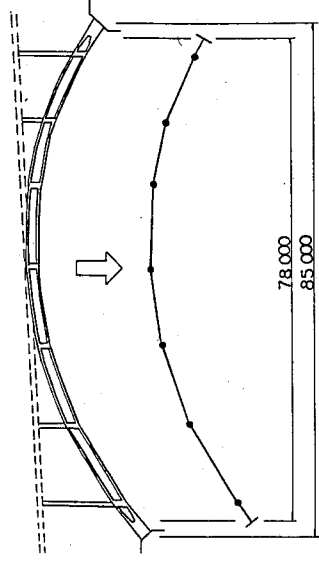


図-5 スプリング部の解析モデル図

- 2) 鋼管アーチ閉合時においての実測結果と解析結果の比較は、架設部材をほとんど考慮したケースが非常によく一致した。また両端部の支持状態は解析の仮定と同様な挙動を示したと判断された。
- 3) コンクリート充填後においては、充填コンクリートと鋼管との合成効果が現れたこと、重量が増加したことにより、支点条件がすべて固定とした、固定アーチの挙動を示したことが判明した。
- 4) アーチリブ完成時においては、3) 同様剛性効果がはつきりと現れ、また支持条件においてはスプリング部の先端が支点となっているものと判断された。
- 5) 各施工段階における加振法は概ね妥当であった。特に常時微動法は他からの外力が加えられなないめ風等が適当に加振してくれば、間便に精度も良く有効であることが確かめられた。
- 6) 各施工段階とも概ね解析値と実測値とが適合し、それぞれのモデル化が妥当なものであり、振動測定によってアーチリブの剛性の評価およびアーチリブの振動特性が把握できた。本橋は施工が計画通り行われアーチリブが設計時に想定した構造を十分な精度で具現化していると判断された。
- 最後に、本測定の実施に際し御便宜を図っていただいた方々、御協力いただいた方々に対し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大浦・加藤・田辺・島田：コンクリートアーチ橋架設用アーチ支保工への鋼管コンクリート構造の適用に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol. 22, No. 12, pp101～111, 1984年12月
- 2) 井上・佐藤・登石：剛性アーチ巻き立て工法による城址橋の計画，橋梁と基礎，Vol. 22, No. 2, pp27～34 1988年 2月
- 3) 佐藤・佐川・小林：合成アーチ巻き立て工法によるコンクリートアーチ橋の施工，コンクリート工学，Vol. 27, No. 6, pp16～27, 1989年 6月
- 4) 加藤・島田：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，Vol. 66, No. 2, pp38～42, 1981年 2月
- 5) 島田・加藤・山田：コンクリート構造物の老朽化と振動性状の変化，コンクリート工学，Vol. 20, No. 7, pp24～31, 1982年 7月
- 6) 加藤：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究，名古屋大学提出学位論文，1984年 7月
- 7) 岡田・大車：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店 pp465～468, 1981年11月
- 8) 河井・吉川・石崎：合成柱（充填コンクリート方式）を有する鋼製橋脚の諸問題（上）（下），橋梁と基礎，83-2, 3, No2, pp42～50, No3, pp45～47, 1983年 2, 3月
- 9) 加藤・田中・大浦：アーチリブ架設時における振動特性，土木学会中部支部昭和63年度研究発表会講演概要集，pp108～109, 1989年 3月

⑧1 自動車走行による床版および橋梁各部の動的応答実験

大阪大学大学院
大阪大学工学部

難波 宗行
川谷 充郎
同 上

大阪大学工学部
高田 機工(株)
大倉 一郎

福本 秀士
山田 靖則

1. まえがき

道路橋の走行荷重による動的応答には、車両の振動特性や車頭間隔などと共に路面凹凸の影響の大きいことが明らかにされている^{1), 2)}。従来のそのような研究における対象部材は主桁であったが、最近問題となっている床版の破損および主桁と横桁の連結部などに生じる疲労亀裂の多発にも、路面凹凸を有する橋梁における自動車荷重の動的載荷ならびに橋梁各部の動的応答の影響が大きいと考えられる。

近年、床版の振動に関しては、加藤ら³⁾が減衰自由振動、車両走行振動などの現地試験および理論解析により床版の振動特性について考察した。また、松保・白木・高岡ら⁴⁾は不規則な路面凹凸を有する道路橋床版の走行車両による不規則振動を解析している。さらに、井上・横山・永原⁵⁾はRC床版の衝撃係数を求めるために土木研究所内の試験走行路において実験を行っている。

本研究では、単純桁橋における試験車走行実験を行ない⁶⁾、床版および床組などの自動車走行による動的応答特性を明らかにし、T荷重の衝撃係数について考察するものである。

2. 実験概要

阪神高速道路大阪堺線の上り(大阪行)走行車線を規制し、試験車を走らせて、床版の変位と加速度ならびに主桁フランジおよび横桁連結部におけるひずみを測定した。

2.1 実験橋梁

実験橋梁は、片側2車線の単純桁橋である。その断面図を図-1に示し、構造諸元を表-1に掲げる。

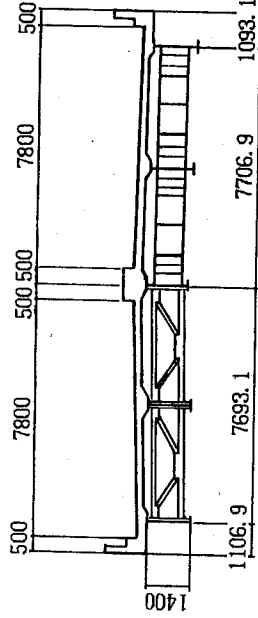
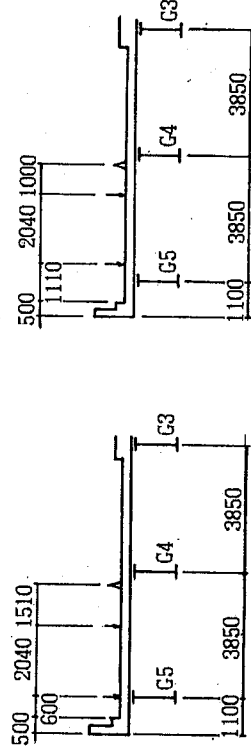


図-1 橋梁断面図

表-1 実験橋梁の構造諸元

型式	単純活荷重合成桁
橋長	1等橋 (TL-20)
橋間	29,000mm
支間	28,400mm
幅員	総幅員 17,600mm
床版	有効幅員 2×7,800mm
舗装	鉄筋コンクリート床版 18cm
主要鋼材	床版支間 3.85m
主桁本数	アスファルト 7.5cm
	SM58, SM50
	5本



橋梁外側寄り (A列)

橋梁内側寄り (B列)

図-2 試験車目標走行位置

2.2 試験車走行

試験車は 20 t 油圧式

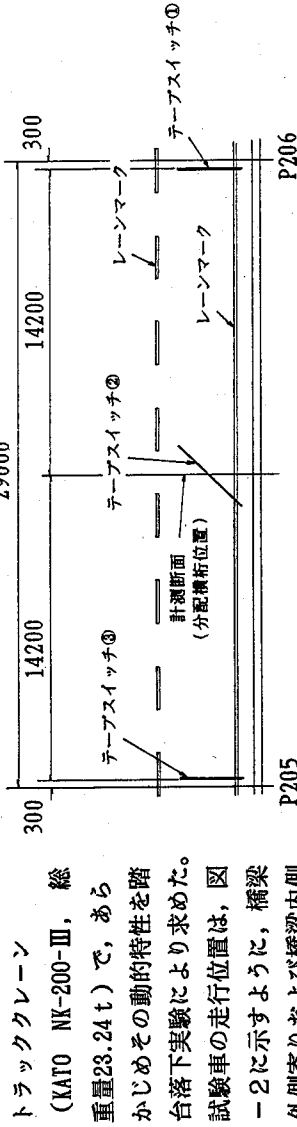


図-3 テープスイッチ配置図

走行速度は、徐行 (約 5 km/h), 20 km/h, 40 km/h の 3 種類とした。また、走行位置と走行速度を測定するために、図-3 に示す位置にテープスイッチを設置した。

2.3 測定点

床版の変位計測は分配横桁位置で行った。スパン中央部主桁下フランジの橋軸方向の応力を測定し、さらに横桁連結部における応力を図-4 に示す計測位置で行った。

2.4 路面凹凸

縦断方向の路面凹凸を 20 cm ごとに水準測量で測定した。測量は、橋梁内側寄りの目標走行位置の左側 20 cm の位置で行った。

2.5 人工段差

路面凹凸は良好であることが予想されたので、幅 20 cm, 厚さ 2 mm のゴム板を 1 ~ 7 枚重ねて支間中央に設置した。そのような段差走行試験ケースを表-2 に掲げる。この段差実験における走行速度は、すべて 40 km/h を目標とした。

3. 実験結果

3.1 試験車の動特性

踏台落下試験から得られた試験車の動特性を表-3 に掲げる。

表-2 段差走行試験ケース

厚さ h (mm)	A 列	B 列
2	A-G1	B-G1
4	A-G2	—
6	A-G3	—
10	A-G5	B-G5
14	—	B-G7

A 列は車両の左側車輪の通過位置の目標を縁石より 60 cm とした走行。
B 列は車両の左側車輪の通過位置の目標を縁石より 111 cm とした走行。
A-Gn, B-Gn の n はゴム板の枚数を示す。

表-3 試験車の動特性

重量	前輪	後輪 (前)	後輪 (後)
23.24 t	6.22 t	8.54 t	8.48 t
固有振動数	3.07 Hz	3.07 Hz	3.07 Hz
対数減衰率	0.45	0.45	0.45
軸間距離	前軸-後軸 (前)	前軸-後軸 (後)	4050 mm
			1300 mm

3.2 路面凹凸

実測された路面凹凸スペクトルをISO評価基準と共に図-5(1)に示す。ISO評価基準は、路面凹凸上を走行する自動車の振動乗り心地の観点から決められたものであるが、一つの判断基準としては有効と考えられる。阪神高速道路における他の路面凹凸測定結果を図-5(2)に示すが、これと比較しても、本橋の路面凹凸はさほど悪くなく、良好な路面状態であった。

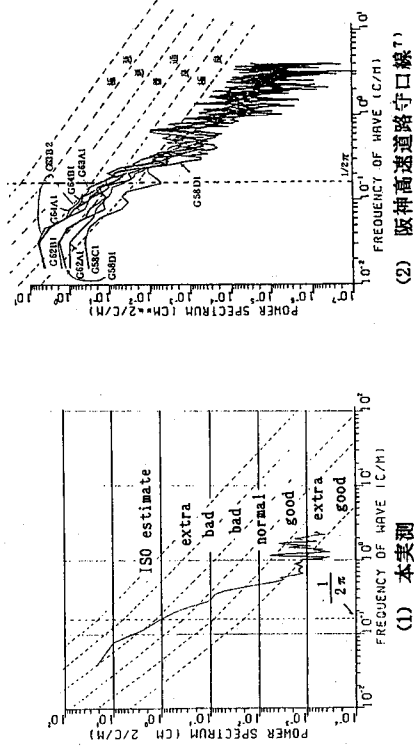


図-5 路面凹凸パワースペクトル

3.3 走行速度と走行位置

車両がテープスイッチを通過するときのパルス信号から、平均速度および走行位置を求めた。それらの結果を図-6に示す。

3.4 橋梁各部の動的応答

ゴム板をおかない通常の走行試験において、橋梁各部の応答に動的影響はほとんど見られなかった。これは試験橋梁の路面凹凸が良好であったためと考えられる。ゴム板を設けた段差走行試験において、橋梁各部の応答に動的影響が現れた。この場合、段差量が増すにつれて、おおむね動的影響が大きくなる傾向がみられた。

(1)主桁のひずみ

主桁下フランジのひずみについては、橋梁内側寄りの走行において（左側車輪位置が縁石より約80cm以上）、2mm程度の段差でも車両が段差を通過すると同時に比較的大きな振動が現れた。試験結果を表-4に掲げる。表-4において、振動数は各走行ケースを通じての平均、応力は振動の倍振幅を応力で表示したもの、衝撃係数はひずみ振動の片振幅を静的応答の最大値で除した値である。

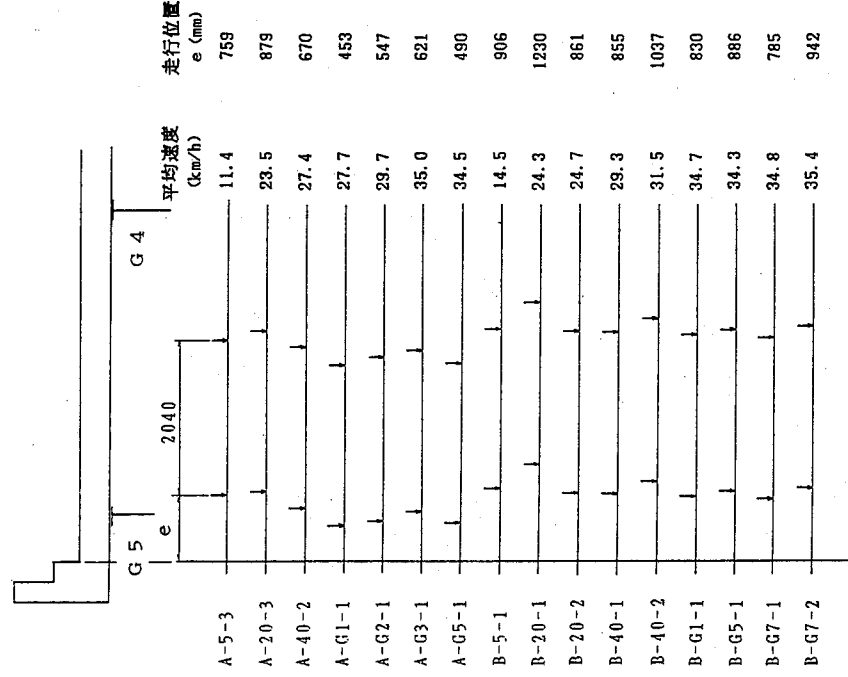


図-6 平均走行速度と走行位置

(2)床版のたわみ

床版のたわみについての衝撃係数を表-5に掲げる。また、図-7は段差量と衝撃係数の関係を、橋梁外側寄り走行（A列走行）、橋梁内側寄り走行（B列走行）についてグラフ化したものである。図-7から、A-G1-1を除けば、段差量が増えれば衝撃係数も増す傾向にあることが分かる。特に段差量が6mm以上になると衝撃係数が大きくなる。A-G1-1は、段差の大きいことから、加速度の波形の乱れが大きいことから、隣の追越し車線あるいは反対側車線の走行による振動の影響と考えられる。

段差量と共に衝撃係数が大きくなる傾向は、建設省土木研究所における横山・井上・永原の実験結果⁵⁾とも一致するものである。その実験は、RC床版の衝撃係数について、総

重量約20tの3軸（前1軸、後2軸）ダンブトラックを試験車両とし、静的・動的・動的試験を行い、段差無し、段差量10mmと20mmについて段差位置や、走行速度（20、40、60km/h）を変えて衝撃係数を求めている。なおその測定は、コンクリート打設前の主鉄筋にひずみゲージを貼り、橋梁完成後、試験を行ってある。段差量10mmのときの衝撃係数を、横山らの同じ条件による実験値0.06と比較すると、本実験による値がかなり大きい。これは土木研究所の実験で用いられた橋梁の床版厚220mm、舗装厚118mmに対し、本実験の場合それぞれ180mm、75mmとかなり薄いことが原因であると考えられる。

表-4 主桁下フランジのひずみ（応力）の衝撃係数

測定位置	振動数	走行ケース	σ (kgf/cm ²)	衝撃係数
外側主桁 G5（水平方向）	2.94	B-G1-1	60.4	0.14
		B-G5-1	57.8	0.14
		B-G7-1	94.5	0.12
内側主桁 G4（水平方向）	2.94	B-G1-1	47.3	0.16
		B-G5-1	52.5	0.20
		B-G7-1	102.4	0.18

表-5 床版のたわみの衝撃係数

走行ケース	平均走行速度 (km/h)	衝撃係数	
		後軸（前）	後軸（後）
A-G1-1	27.7	—	0.13
A-G2-1	29.7	0.07	0.04
A-G3-1	35.0	0.16	0.09
A-G5-1	34.5	0.18	0.18
B-G1-1	34.7	0.07	0.02
B-G5-1	34.3	0.20	0.12
B-G7-1	34.8	0.36	0.22
B-G7-2	35.4	0.29	0.20

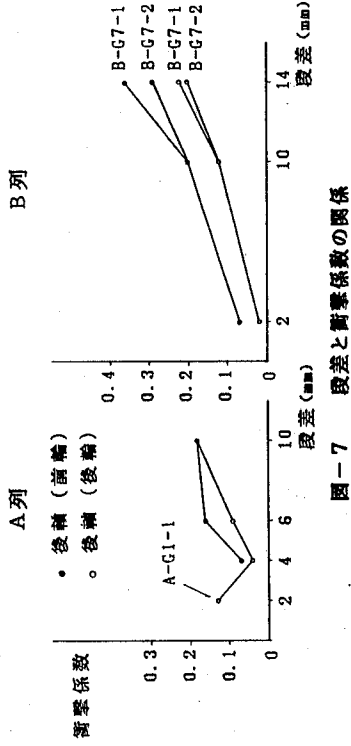


図-7 段差と衝撃係数の関係

表-6 コネクションプレート端部（鉛直方向）の衝撃係数

走行ケース	衝撃係数			
	外側主桁 G5		内側主桁 G4 (G5側)	
	後軸（前）	後軸（後）	後軸（前）	後軸（後）
A-G1-1	0.17	—	—	0.14
A-G2-1	0.12	0.10	—	—
A-G3-1	0.27	0.23	0.13	0.14
A-G5-1	0.31	0.33	0.20	0.27
B-G5-1	0.35	—	0.20	0.13
B-G7-2	0.50	0.31	0.32	0.22

(3) 横桁連結部のひずみ

疲労亀裂が問題になっている横桁連結部における段差走行時の衝撃力による動的影響について調べる。表-6に掲げると、衝撃力による影響が比較的明確に現れたのはコネクションプレート端部のひずみの鉛直方向成分で、2mm程度の段差でも大きな影響がある。橋梁外側の主桁と横桁との連結部の衝撃係数の方が内側主桁と横桁との連結部の衝撃係数より大きくなる。

(4) 横桁連結部における段差走行後の高周波振動

コネクションプレートのスカーラップ部のひずみの45°方向成分や、主桁の分配横桁との結合部付近の腹板のひずみの鉛直方向成分には、段差が4~6mmになると図-8に示すように、自動車通過後の応答波形にそれ以前にはみられなかった比較的大きな振動が3~4秒にわたって続く現象が見られた。表-7は、この現象の見られた代表的な箇所とその振動数、振幅を応力で表示してまとめたものである。表-7に掲げる振動数は、衝撃力により高周波振動を生じた走行ケースを通じての平均値であり、応力はひずみ振動の倍振幅から求めた値、係数はひずみ振動の片振幅を静的応答の最大値で除した値である。

1) コネクションプレート

コネクションプレートに関しては、場所によってひずみの水平方向成分や鉛直方向成分にも振動が現れたが、応力からみて45°方向成分の振動が卓越していると考えられる。

この振動の振幅は、段差量が増すにつれ増加する傾向があり、振動数はおおよそ7.6~7.7c/sであった。また、その45°方向の応力についてスカーラップ部と端部を比べると、スカーラップ部の応力の方が大きいことが分かる。

2) 腹板

腹板はひずみの鉛直方向成分の振動が卓越している。これも段差量が増すにつれ増加する傾向がみられ、振動数はおおよそ7.6~7.8c/sでコネクションプレートとはほぼ同じと考えてよい。また、橋梁外側の桁(G5桁)の腹板の方が、内側の桁(G4桁)に比べやや大きな振動が現れている。

4. 結 論

本実験においては、対象橋梁の路面凹凸がかなり良好であったため、通常走行時には橋梁各部の応答に動的影響はほとんどなかったが、人工的に段差を設けた場合の走行試験においては、動的応答の影響が現れた。以下、段差走行時の衝撃力による動的応答について橋梁各部分ごとにまとめる。

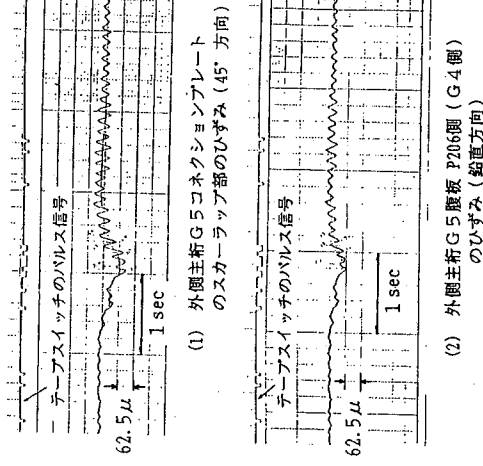


図-8 横桁連結部の高周波応答

表-7 高周波振動

測点番号	チャンネル	測定位置	振動数	走行ケース	σ (kgf/cm ²)	係数
12	16	G4コネクションプレート (G5側) 端部 (水平方向)	7.62	A-C3-1	49.9	0.17
	17	同上 (45° 方向)	7.73	A-C5-1	57.8	0.19
				A-C3-1	55.1	0.28
13	18	同上 (鉛直方向)	7.68	A-C5-1	52.5	0.11
				A-C3-1	55.1	0.28
	19	G4コネクションプレート (G5側) スカーラップ部 (水平方向)	7.67	A-C5-1	52.5	0.26
17	20	同上 (45° 方向)	7.65	A-C5-1	81.4	0.25
				A-C2-1	88.3	0.29
	31	G5腹板 (外側, P.205側) (鉛直方向)	7.74	A-C5-1	123.4	0.42
23	43	G4腹板 (G3側, P.206側) (鉛直方向)	7.62	A-C5-1	144.4	0.47
				B-C5-1	89.3	0.15
				B-C7-2	168.0	0.26

(1) 主桁下フランジのひずみ（応力）は橋梁中央寄り（縁石より約80cm以上）の走行では、2mm程度の段差でも衝撃力による影響が現れた。

(2) 床版のたわみも段差量が増すにつれ動的影響が増す。特に、段差量が6mm以上になると衝撃係数が大きくなる。

(3) 横桁連結部では、衝撃力による影響が明確に現れているのはコネクションプレート端部のひずみの鉛直方向成分で、2mm程度の段差でも大きな影響がある。橋梁外側の主桁と横桁との連結部の方が橋梁内側の主桁と横桁との連結部より衝撃係数が大きく、段差量が増すにつれ衝撃係数も大きくなる。

(4) コネクションプレートのスカーラップ部におけるひずみの45°方向成分や、主桁の分配横桁との連結部付近の腹板のひずみの鉛直方向成分において、段差が4～6mmになると衝撃力を受けた後に、振動数7.6～7.8c/sの比較的振幅の大きな振動が発生し3～4秒程度継続する。

衝撃による影響は、段差量2mm程度でも部材によりかなりの影響を受ける。(4)に述べた高周波振動については、疲労亀裂が問題となっている箇所でもあるので、今後さらに研究の必要があると思われる。

参考文献

- 1) 成田信之・桂樹正隆・江本 勝：路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数，土木技術資料，Vol.20，No.3，pp.27-32，1978.3.
- 2) 川谷充郎・小菅 朗・嶋田玲志・小松定夫：路面不整の統計的特性と道路橋の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.33A，pp.459-466，1987.3.
- 3) 加藤雄史・加藤育久：RC床版の振動の測定と解析，構造工学論文集，Vol.33A，pp.503-512，1987.3.
- 4) 松保重之・白木 渡・高岡宣善・柴崎和人・安原寛人：走行車両による道路橋床版の二乗平均応答解析，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，I-395，1988.10.
- 5) 横山功一・井上純三・永原 隆：道路橋床版の衝撃に関する実験，構造工学論文集，Vol.35A，pp.749-756，1989.3.
- 6) 山田晴則・大倉一郎・川谷充郎・福本啓士：プレートガーター橋の横桁連結部の動的応答実測，土木学会平成元年度関西支部年講概要，I-75，1989.5.
- 7) 川谷充郎：道路橋の走行荷重による不規則振動と衝撃係数に関する研究，大阪大学博士論文，1987.12.

② 橋脚および橋台における強震言記録の波形解析

専修大短大 正員 金子 孝吉
専修大短大 正員 〇三上 敬司

I. まえがき

強震時に道路橋の橋脚、橋台あるいは橋桁がどのように動くのか。まず全ての土木構造物が周辺の地盤の動きに左右されて一体となって振動すると思われる。しかし、橋脚も橋台もそれぞれ自身が持っている振動特性が誘発されて振動しはじめ、地盤の動きに乗って全体が振動するとも思われる。その場合、どのような構造型式であれば、構造物固有の振動が卓越し易くまた卓越しにくいにかについてあまり実測されていないし、かつ明確に議論されていないように思われる。この「強震時に橋脚、橋台および橋桁がどのように動くのか。」という問題を解明するために強震記録の波形を解析して振幅特性、周期特性そして方向性などの振動性状を把握しようと考えた。

そこで、本報告は北海道の道路橋で観測された強震記録から地盤と橋脚、橋台上におけるものを中心に三次元ボーラリゼーション解析を行い、主軸の大きさ、方向性、軌跡の特性を調べたものである。

II. 強震計設置地点と主要地震

北海道開発局 (

表-1 強震計設置地点と記録仕様

橋梁名	設置箇所	設置機種	設置方向
千代田大橋	GL, A, P	SHAC-B2, B2, B2	N53°45'E
秋田大橋	GL, P	SHAC-B2, B2	N52°30'E
大瀬毛大橋	GL, P	SHAC-B2, B2	N42°47'E
新石狩大橋	GL, P	SHAC-B2, B2	N45°15'E
七尾大橋	GL, P	SHAC-B2, B2	N65°30'E
東室蘭大橋	GL, P (B03)	SHAC-B, D	N08°48'V
旭川大橋	GL, P	SHAC-B2, B2	N23°15'E
石狩河川橋	GL, P, BOX	SHAC-B2, B2, B2	N42°42'E
村上市大橋	GL, A	SHAC-B, E2	N78°53'E
雄谷大橋	GL, A	SHAC-B, D	N58°40'V
津内大橋	地中 -2, -10m, P	AJ201A, AJ200A, AJ200B	N02°00'V
別所大橋	地中 -2, -10m	AJ201	N23°47'V
雄勝大橋	GL, P	SHAC-E2, E2	N64°13'E
戸田大橋	GL, A	SHAC-B2, B2	N73°53'E
北見大橋	GL, A	SHAC-B2, B2	N15°08'E
網走大橋	地中 0, -53m, P	PK-130, PTK-130, PTK-130A	N44°30'E
雄勝大橋	GL, A	SHAC-2, SHAC-2	N28°20'E
雄勝大橋	GL, A, P	SHAC-B, Q, Q	N67°10'E
天塩河川橋	GL, P	SHAC-B, Q	N68°10'E
佐田大橋	GL, A	SHAC-B, Q	N23°00'E
上島大橋	GL, P	SHAC-B, Q	N48°08'E
空知大橋	GL, A	SHAC-B, Q	N72°01'V
黒川大橋	地中 0, -40m, P	SHAC-B, AJ205	N38°25'V
札幌1.C.高架橋	GL, P	SHAC-B, Q	N09°43'V
白馬大橋	地中 -2, -13, -25, -35m	AJ200B	N15°00'E

道路部門) では、道内各地に既に25箇所の強震観測地点を設けて強震動の観測を続けている。表-1は強震計設置地点の橋梁名、設置箇所、機種、設置方向など強震言の記録仕様を示したものである¹⁾。

観測地点は必要に応じてそれぞれ3文字のコード名を使うことにする。

図-1は左上から千代田大橋 (C H I)、幌溝橋 (H O R) 大瀬毛大橋 (O T A)、石

狩河川橋 (K A K)、釧路跨線橋 (S E K)、音根沼大橋 (O N E) および広尾橋 (H I R) の一般側面図で、強震計設置地点の橋脚と橋台の所に▼が付けられている²⁾。

表-2 記録された主要地震

記録年月日	時刻	地震名	M/D
42. 7. 5	08:42	Middle part of Hokkaido	- /170
9.19	19:56	E of Hokkaido	- /90
43. 5.16	08:48	E off N Honshu	7.8/0
5.16	19:39	E off Amori pref	- /80
8. 7	17:00	SE off Hokkaido	- /80
9.21	22:06	off Urakawa	- /80
10. 8	08:46	-	6.2/60
44. 1.19	16:02	NE off Hokkaido	- /260
8.12	08:28	E off Hokkaido	7.8/30
45. 1.21	02:38	S part of Hokkaido	6.7/90
48. 6.17	12:55	off Nemuro pen	7.4/40
6.24	11:43	-	7.1/30
6.29	12:27	-	5.8/50
49. 1.25	04:13	off Tokechi	6.0/40
9.27	14:47	off Nemuro pen	6.6/30
11. 9	06:23	off Tomakomai	6.5/130
50. 5.27	03:23	off Nemuro pen	5.0/40
9.20	02:54	off Urakawa	5.9/50
12. 3	16:14	off Nemuro pen	5.2/50
52. 2.24	20:40	Southern Hokkaido	5.8/70
3. 7	18:12	off Nemuro pen	5.3/60
53. 1.12	06:27	off Kushiro	5.1/40
10.29	07:46	off Kushiro	5.4/70
12. 6	23:02	Near Kushiro Is	7.7/100
54. 5.17	18:56	off Kushiro	5.0/60
55. 1.23	13:58	S coast of Hokkaido	7.1/30
11.23	19:17	SE off Hokkaido	6.0/40
57. 3.21	11:32	S off Hokkaido	7.1/40
58. 5.26	11:59	W off N Tohoku	7.7/14
5.30	05:53	S coast of Hokkaido	5.7/84
6.21	15:25	W off N Tohoku	7.1/6

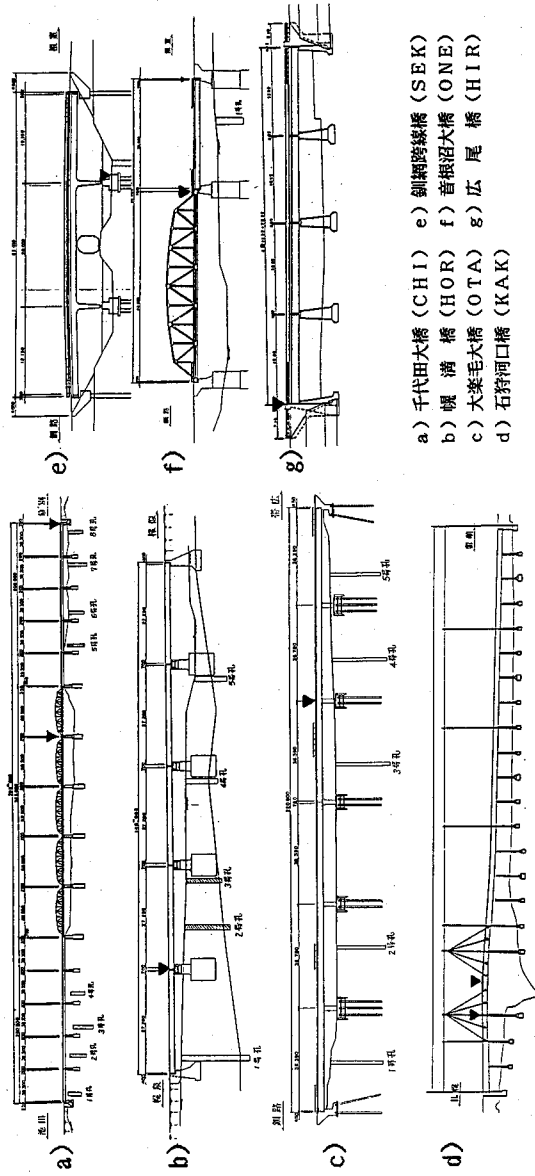


図-1 橋梁の側面図と強震計設置地点

また、表-2には対象とした昭和42年以降における特に顕著な地震を挙げた。各観測地点では全ての地震が記録されるわけではなく、地震の発生域、規模、震源距離などによって当然異なってくる。同じ地点でも地盤および橋脚、橋台全てが記録されているとは限らない。そのため、ここで利用した記録は観測点数、地震数ともに10個程度になった。

III. 地盤および橋脚、橋台の振動主軸

前記した地震の各観測地点における記録の中から3成分の加速度波が鮮明に記録されているものを用いて、最大の振幅を含む主要動部の主軸の計算を行った。3), 4), 5), 6), 7), 8), 9) 主軸の計算には、本論で示した道路橋梁架設地点で観測した強震記録の非線形ポラリゼーションフィルター解析^{10), 11)} を使用して主要動部の入射角、方位角、主軸のパワーおよびレクティフィアリティを求めた。そこでまず、図-2に示した流れの操作手順について説明しよう。

[1] データベース化された3成分加速度強震記録の中から必要なデジタルデータを引き出す。
[2] 3成分地震は強震記録 G_{Bi} (i はLG, TR, UDの3成分) を座標変換してNS, EWの成分波 G_i (i はNS, EW, UDの3成分) を作成する。
[3] 立ち上がりから一組N個のデジタル量に関する共分散行列を作成する。

[4] この行列の固有値と固有ベクトルを計算し、これらの値から最大主軸、中間主軸、最小主軸の大

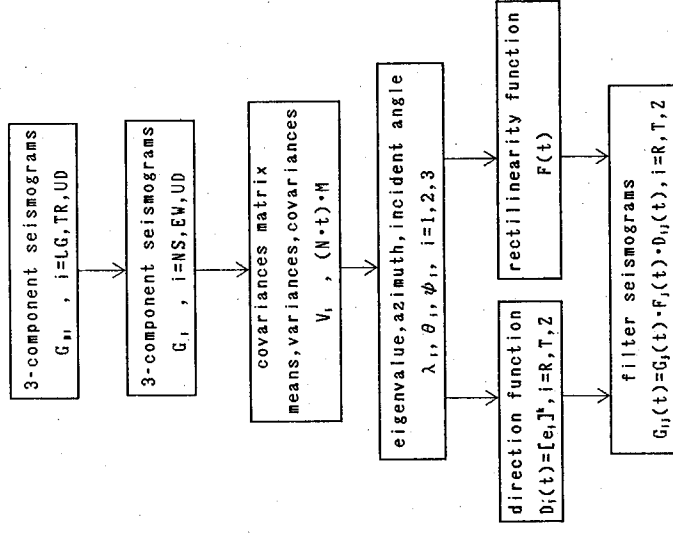


図-2 ポラリゼーションフィルター解析の流れ

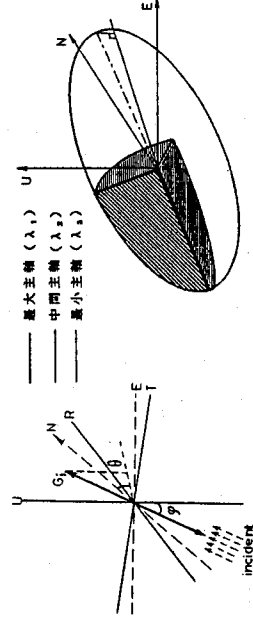


図-3 方位座標変換と主軸

きさ (λ_i) とそれぞれの入射角 (θ_i)、方向角 (ϕ_i) を計算する。(ここで、 $i=1,2,3$)
 [5] 方位角と入射角を用いて水平方向成分 R(Radial)とその方向に対して直角な成分 T(Transverse)および上下方向 Z(Vertical)の3成分の波を合成するための方向関数 D_i を求める。なお、 $0 < D_i < 1$ 、 k は強調を表す指数である。また、 e_i は方位座標変換の楕円球の関数である。さらに、レクティリニアリティを求める。ここで言うレクティリニアリティとは震動軌跡の楕円球の性質を0から1の間の数値で示すもので振動が直線的であるほど1に近づき丸い球ほど0に近い値になるものである。

[6] 主成分を強調した地震波形 G_{ij} は、ステップ [2]、[5] で求めたボーラリゼーションフィルタを用いて求められる。つまり、方位指向された地震波形 G_{ij} は元の波形 G_i にウィンドウの時間関数 F_j 、 D_{ij} を乗じて得られる。

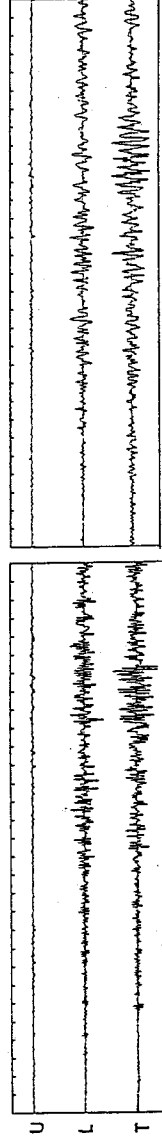


図-4 地盤と橋脚の3成分加速度波形 (CHI)

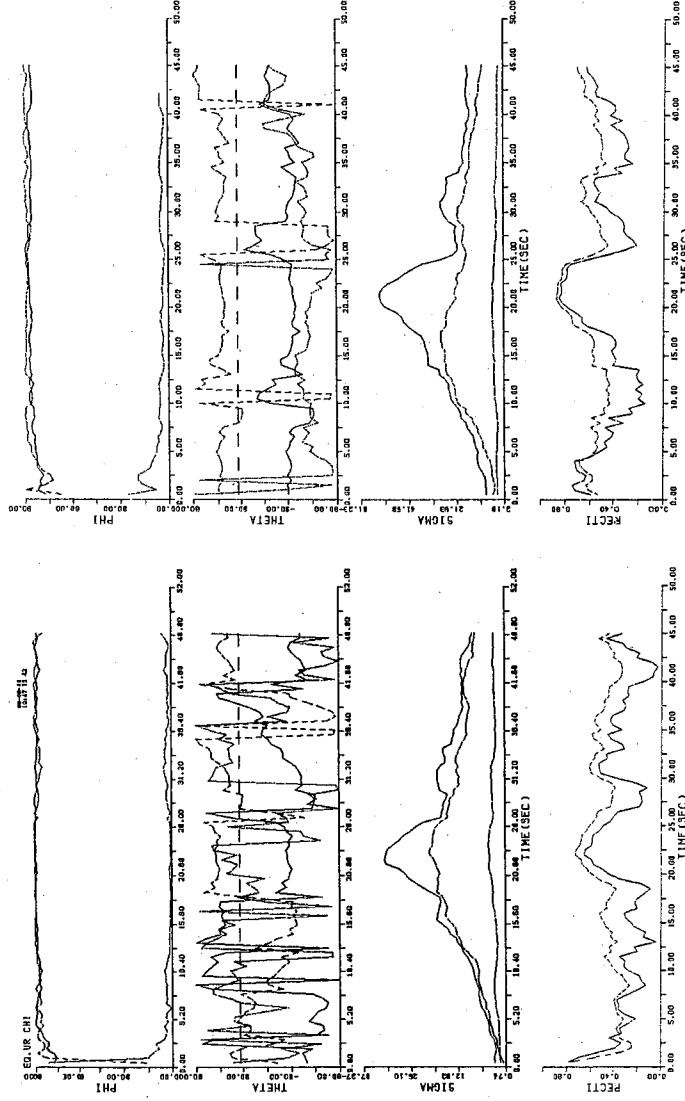
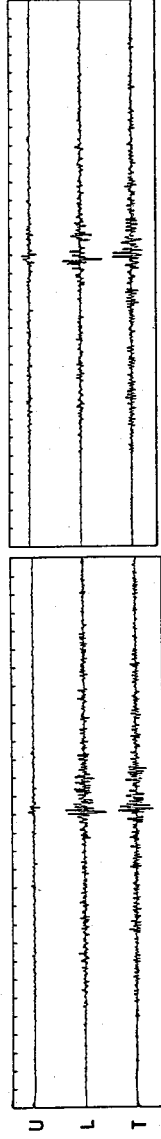
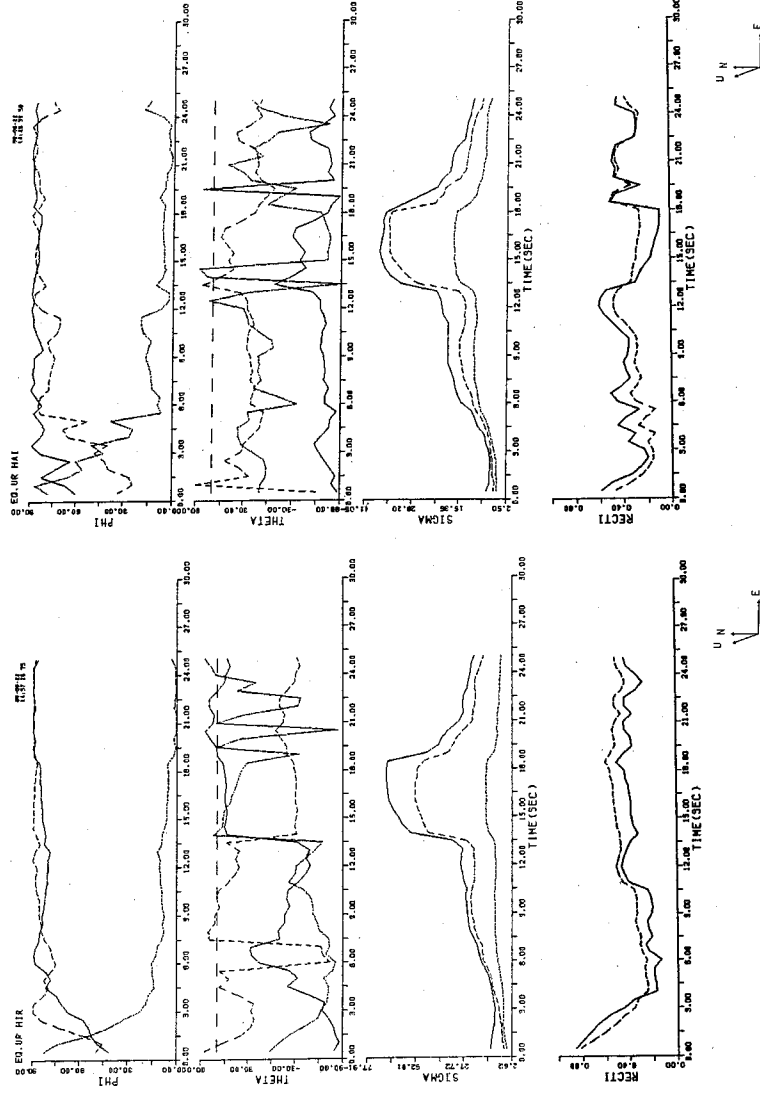


図-5 地盤と橋脚における主軸の入射角、方位角、パワー、レクティリニアリティおよび楕円球の時間変化



地盤 (GL) 橋台 (A)
図-6 地盤と橋台の3成分加速度波形 (HIR)



(A) (B)
図-7 地盤と橋台における主軸の入射角、方位角、パワー、レクティ
リニアリティおよび楕円球の時間変化

さて、解析した中からここでは昭和57年3月21日に発生した浦河沖地震から図-1に示した千代田大橋 (CHI) と広尾橋 (HIR) における記録を例にとって説明する。図-1からCHIでは橋脚、HIRでは橋台における3成分加速度記録を用いた。

なお、後述の実地震の解析においてはデジタルサンプリング間隔は0.01秒で、データ数5000個に対してウィンドウ時間0.5秒で1組N=50個、M=100回を基準にしているが、記録された地震波の振幅や継続時間のいかにによって一部変わることがある。

図-4にはCHIでの地盤と橋脚の浦河沖地震加速度波を示した。上から上下方向 (UD)、橋軸方向 (L) および橋軸直角方向 (T) の成分である。波形から一見して橋軸直角方向 (T) の成分が卓越しており、橋脚では地盤にみられる細かな周期の波がみられず、卓越した周期を有するとみられる波形になっている。

そこで、この2つの波を解析し、図-5に地盤 (A)、橋脚 (B) の場合としてその結果を示した。上か

ら、入射角、方位角、主軸のパワー、レクティフィニティおよび主軸を包絡する楕円球に関する時間変化が示されている。入射角、方位角そして主軸のパワーは最大、中間および最小の主軸をそれぞれ実線、破線および点線で示した。まず、入射角で最大と中間が上の 90° 付近を進んでいるのはほとんど水平動が卓越していることを示している。方位角は縦軸中央 N から上へ 90° で E、下へ 90° で W の方位を表している。そして、地震の震源の方向が $N38^\circ E$ に長い破線で示してある。ここで、地盤に比べ橋脚の最大主軸の方位が明らかに一定しており変化が少ないことがわかる。また、パワーの振幅は橋脚で 1.6 倍に増幅している。しかも、最大振幅を示す主要動部でみれば橋脚の場合、レクティフィニティが 1 に近くより直線的な動きをしていることがわかる。ところで、他の地震に関しては、CHI 地点での橋脚、橋台ともに橋軸直角方向よりはむしろ橋軸方向の振幅が大きかった。

次に広尾橋 (HIR) の場合を見てみよう。図-6 は地盤と橋台における 3 成分の波形であるがこの場合、波形そのものからも両者に明確な相違点がない。図-7 の入射角、方位角、主軸パワー、レクティフィニティおよび楕円球の軌跡を比較しても地盤と橋台では形状的な相違はみられない。これは最大と中間の振幅の大きさがそれほど違わないために、明確な方向性が現れていないのである。しかし、特筆すべきは橋台の振幅が 0.5 倍とかなり地盤の加速度に比べて減少していることである。この HIR 地点では解析した地震の全ての場合が橋台の振動加速度が軽減されていた。

表-3 地震時における橋脚、橋台の振動の方向性と加速度振幅の増減
各観測地点に

橋梁名	コード	型式・連数・支間(m)	橋長(m)	地盤種別	方向性	振幅の増減 (a, P, G)
千代田大橋	CHI	T 5660.5	306.0 A, P	3	橋軸(大)	増
帳満橋	HOR	C 5627.3	140.0 P	1	橋軸(中)	増
大桑毛橋	OTA	G _c 6636.0	220.8 P	2	不明確	増(70%)
石狩河口橋	KAK	G _{co} 2661.9, 4662.2 S 64.0+160.0+64.0	374.8 P 268.7 P	4	橋軸(大)	増
御網踏線橋	SEK	π 19.2+26.0+19.2	65.0 P	4	不明確	減
温根沼大橋	ONE	T 1660.0, G _c 1635.0	97.2 A, P	4	橋軸(大)	減
広尾橋	HIR	G _c 4918.9	75.5 A	1	不明確	減

* T: トラス G: コンクリート橋 G_c: 縦桁 G_{co}: 縦桁(連続桁) π : ラーメン S: 斜張橋

示すと、表-3 の 7 橋の観測点を選び出された。

表には橋梁の型式、連数、支間、橋長および地盤種別(道路橋示方書・V-耐震設計編、日本道路協会、1980 規定による)といった固定条件に対し、強震時に橋脚、橋台自体が持っている振動の方向性と振幅の増幅性、軽減性について大局的に示している。

また、橋軸方向に方向性の強い橋梁が 4 橋あり、残りの 3 橋について明確な方向性は見られなかった。しかし、これらの 3 橋には、次に示す 2 つの理由から明確に言うことができない。

1) 方向性はあるが、データ不足のための地震条件に原因している。

2) 方向性はないが、橋梁の構造特性に起因している。

さらに、橋脚、橋台の振幅増加は 4 橋あり、いずれも橋長が比較的長い場合であった。一般的に橋長の短い橋梁で全体の剛性が強い場合に振動加速度の振幅が減少する傾向にある。

IV. あとがき

時間領域で適用する非線形ボラーリゼーション解析を用いて北海道内の道路橋の橋脚、橋台および架設地点の地盤における強震記録の 3 次元波形解析を行なった。ここでは橋脚、橋台と地盤で記録された 3 成分加速度強震記録を用いて波動主成分の識別と分離を行ない、主軸の大きさと方向を求めて整理した。

その結果、地盤と橋台あるいは橋脚が一体となって振動する場合とその橋梁が持っている固有の特性（橋軸方向）が強く現れて振動する場合が表-3のように認められた。また、地盤の加速度振幅に対して橋脚、橋台の加速度振幅が増大する場合と減少する場合が認められた。

これらの明確な理由付けはまだまだ不十分であるが橋梁の耐震性の判定には有益な資料を提供していると思われる。特に、地盤の振動に対して橋脚や橋台の振動を軽減させる橋梁型式や支承条件についての研究調査が必要であると思われる。さらに、橋梁の基礎構造と地盤条件との関係についても重要であり別途研究を進めていく予定である。

最後に、本研究を進める上で北海道開発局土木研究所構造研究室長 中野 修 氏には貴重なデータを提供して戴いた。ここに深謝の意を表します。

なお、これらの数値計算にあたっては、北海道大学大型計算機センターのHITAC 682H を使用して計算を行った。

参考文献

- 1) 北海道開発局土木試験所構造研究室：強震観測記録報告書（1966.11-1983.3）、1985。
- 2) 北海道土木技術会鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の歴史（資料編）、1982。
- 3) Flinn, E.A.: Signal Analysis using Rectilinearity and Direction of Particle Motion, Proc. I. E. E., 53, 1874, 1965。
- 4) Griffin, J.N.: Application and Development of Polarization (REMODE) Filters, Seismic Data Laboratory Report 141, Teledyne Inc, Alexandria, Va (AD-630-515), 1966。
- 5) Watanabe, M., Tohdo, M., Hanazato, T. & Matsukawa, K.: Some Features of Earthquake Ground Motions due to the MEXICAN Earthquake of September 19, 1985, Proc. of the 7th Japan Earthq. Eng. Symp., 319-324, 1986。
- 6) 千葉利晃：地震動の非定常回転スベクトル特性、土木学会論文報告集、No. 356 / I-3、pp. 499-506、1985。
- 7) 星谷勝、石橋裕：地震動ベクトルの主軸と波形特性、土木学会論文報告集、No. 268、pp. 33-46、1977。
- 8) 久保鉄夫：三次元地震動の模擬作成に関する研究—その1。地震動の主軸—日本建築学会論文報告集、第265号、pp. 81-91、1978。
- 9) 川島一彦、相沢興、高橋一之：最大地震動および応答スベクトルの推定に及ぼす強震記録の水平2成分合成の影響、土木学会論文報告集、第329号、pp. 48-56、1983。
- 10) 金子孝吉、三上敬司：強震記録のボーラリゼーション解析、構造工学論文集、Vol. 35A、pp. 643-650、1989。
- 11) Montalbetti, J. F. & Kanasevich, E. R.: Enhancement of Teleseismic Body Phases with a Polarization Filter, Geophys. J. R. Astr. Soc., 21, pp. 119-129, 1979。

③ パソコンアニメーションによる走行荷重下の橋梁性状実測例

ユ ス モ 技 研 ㈱ 堤 洋 一
㈱日本計測システム 針田 啓

1. まえがき

高架橋の道路交通振動軽減対策の効果予測手法のひとつとして、シミュレーション解析に関する研究が各方面で進められている。このシミュレーション解析結果を実橋の振動性状と一致させるために、仮想数値その他の対して種々の試みや考え方が提案されている。本報告は、鉄道の通常供用状態における高架橋各部の構造特性を検討するために計測した諸データのうち、加速度計による変位情報をパソコンにより動画（アニメーション）として再現したものであり、上述のシミュレーション結果の精度向上に応用しようと思われるので紹介するものである。

2. 計測対象の構造物と通行荷重の概要

計測対象となった構造物は、支間約15～21mの開床式上路プレートガーダーが連続し、鋼製支柱や横桁で支持された高架橋である。通行荷重は設計荷重60tの都市通勤電車であり、4, 6, 8両編成が営業速度約60km/hで橋梁上を通過する。

3. 測定方法

測定および記録は図-1に示すような機器構成によりすべて時刻歴処理で行った。測点数は加速度計8点、変位計12点、ひずみゲージ28点である。このうちアニメーション処理のための加速度計は図-2に示す位置に配置した。

4. アニメーション処理

振動変位データは、車両通過時における桁各部の相対変位とその経過を把握するためパソコンによるアニメーション処理を行うこととした。

具体的には、①時刻歴データを分析したのち高周波成分をカットし、②グラフィックパターンの作成を行い、③これを連続的に表示させることで動画としての表現をディスプレイに出力しビデオに記録した。さらに特徴ある振動性状を示したときにアニメーション画面を静止し、振動モード図およびそのときの車両位置をプリンターへ出力した。この出力例を図-3～図-5に示す。

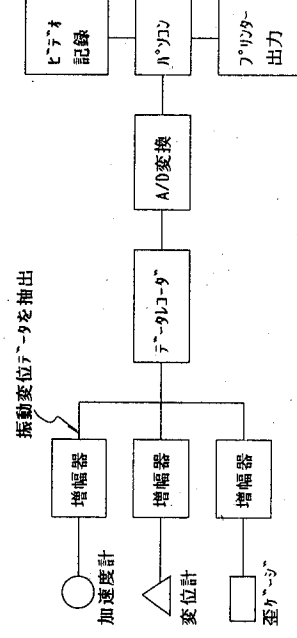


図-1 測定・記録装置

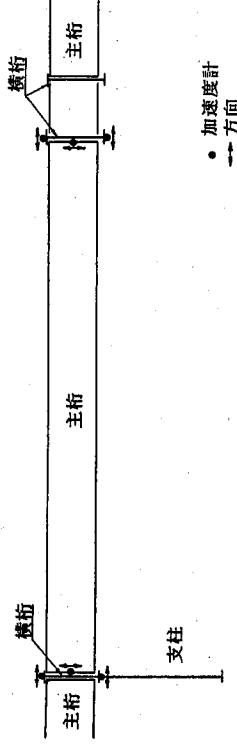


図-2 加速度計配置図

5. アニメーション処理における留意点

- ① 車両が載荷してから通過後、桁振動が減衰するまでの振動性状をアニメーションで実行するのでデータは膨大となる。このため波形情報が失われない範囲内でできるだけサンプル点数を減らすこと。
- ② 測点数が多く情報量が増すにつれ、データ取り出し→加工→表示するまでに多くの工数を要する。そのためにデータ取り出し→加工までの工程はアニメーション実行前にあらかじめ処理しアニメーションデータ（グラフフィックパターン）として保存しておく。
- ③ その他ソフト面で表示速度および表示倍率の変更、画面静止等の機能を組み込み、キーで自由に操作できるようにしておく。

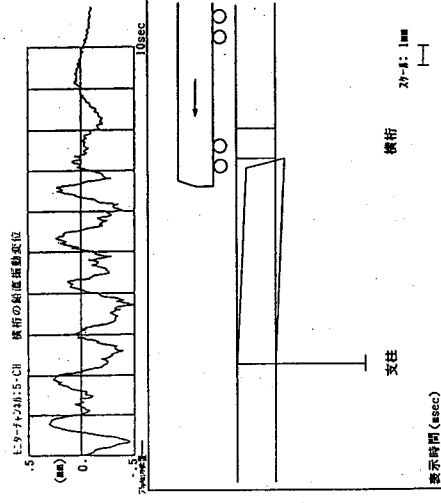


図-3 振動モード出力例その1

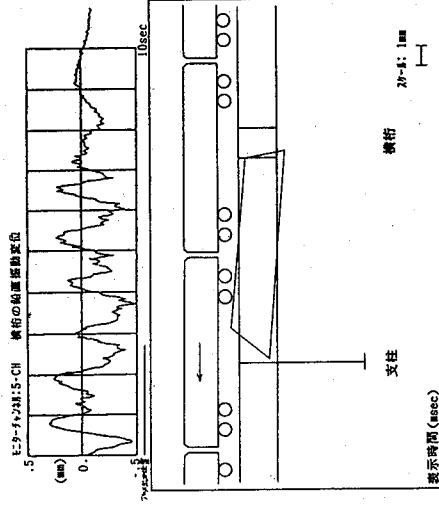


図-4 振動モード出力例その2

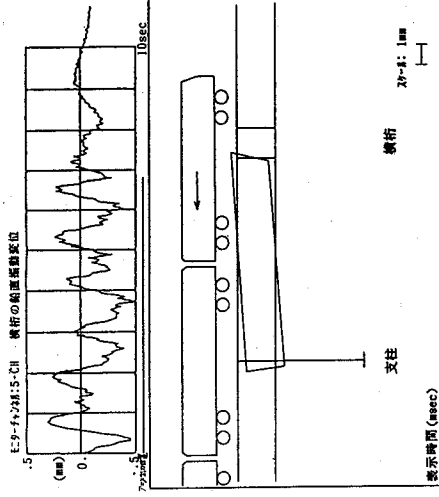


図-5 振動モード出力例その3

6. あとがき

通常供用状態における高架橋の振動性状をパソコンを用いたアニメーションで把握できることを述べた。このことは、実橋を対象に測定したアニメーションと橋梁振動シミュレーション結果のアニメーションとの比較を行うことによって双方のアニメーション動態の一致を求める過程で、仮想数値その他の精度を向上する手法として応用しうるものと考ええる。

③4 長方形ばりを伝播する応力波の波動特性

北見工業大学 正員 三上 修一
同 同 大島 俊之
中神土木設計㈱ 同 同 本間 美樹治
川田工業㈱ 同 同 小笠原 照夫

1. まえがき

健全度診断の必要性が増すなかで鉄筋コンクリート構造物のような複合材料部材について超音波を用いて内部構造の診断を実施する場合にはその不均質性に着目した応力波動の特性を把握しておくことが必要である。^{1), 2), 3)} このような複合材料構造の応力波動特性を明らかにするためにはその内部に含まれる鉄筋、骨材、クラックなどのInclusionの影響をまず最初に明らかにしなければならない。Niwa⁴⁾らは境界積分方程式法を用いて周波数応答特性から半無限体中のInclusionによる散乱挙動を解析した結果を示している。また一般に複合材料部材の応力波動分散特性に関する研究はAchenbach⁵⁾など多くの研究がある。大島⁶⁾は有限ブリスム法により軸方向に補強繊維を有する複合材料部材の応力波動の分散特性を母材との弾性係数比、密度比と波長の関係において明らかにした。また構造物の劣化にともない構造部材の局部的弾性係数の減少が考えられる。本研究では長方形はりの固有振動数・固有モード、変位応答、速度応答などから複合長方形はりの波動特性を検討し、複合材料部材の減衰定数による波動特性に関する検討も行った。

2. 複合長方形はりの動的応答解析

(1) 基礎方程式の誘導

図1に示すように積層複合長方形ばり中に補強繊維質量(図中の○印)が規則的に分布し、各長方形ばり要素の変位は要素内で直線分布しているものとする。動的力のつりあい式に重み関数をかけ、これに節点での境界条件を考慮し板厚を1とし体積積分するとガラーキン法により次式が得られる。

$$\int_V L_1 \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) dV = 0 \quad (1)$$

$$\int_V L_2 \left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) dV = 0 \quad (2)$$

ここで L_1 、 L_2 は形状関数である。したがってこれらの積分を実行することにより長方形要素に関する節点力と節点変位の関係式が得られる。次に補強繊維質量力の二方向の成分を含めた節点での力のつりあいを取ると、次のように差分方程式として表される。

$$\frac{(2\mu + \lambda) \lambda_3}{6} \Delta_x^2 \Delta_y^2 u_{xy} + \frac{\mu \lambda_3^2}{6} \Delta_x^2 \Delta_y^2 u_{xy} + \frac{\mu + \lambda}{4} \lambda_2 \lambda_3 \Delta_x \Delta_y v_{xy} = \frac{\rho \lambda_2 \lambda_3}{36} \Delta_x^2 \Delta_y^2 u_{xy}'' + \rho_f A_f u_{xy}'' \quad (3)$$

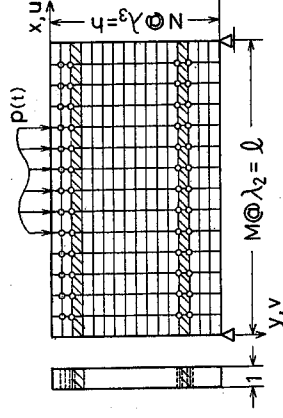


図1 離散補強繊維を考慮した複合長方形ばり

$$\begin{aligned} & \frac{\mu + \lambda}{4} \lambda_2 \lambda_3 \Delta_x \Delta_y u_{xy} + \frac{(2\mu + \lambda) \lambda_2}{6} \Delta_x^2 \Delta_y^2 v_{xy} + \frac{\mu \lambda_3}{6} \Delta_x^2 \Delta_y^2 v_{xy} \\ & = \frac{\rho \lambda_2 \lambda_3}{36} \Delta_x^2 \Delta_y^2 v_{xy}'' + \rho_r A_r v_{xy}'' \end{aligned} \quad (4)$$

ここで λ 、 μ は Lamé の定数、 $f' = \frac{\partial f}{\partial t}$ ρ = 母材の密度 ρ_r 、 A_r は繊維の密度と断面積

$$\Delta_x^2 f x = f(x+1) - 2f(x) + f(x-1)$$

$$\Delta_x f x = f(x+1) - f(x-1), \quad \Delta_x^2 f x = \Delta_x^2 f x + 6fx$$

(2) 動的応答解析

式(3)、(4)は、規則的な離散化座標への適用に有利な有限フーリエ変換⁸⁾を x 軸方向に行い、補強材を考慮した各変位成分に関するマトリックス表示の式が得られる。全ての離散繊維の質量と必要の剛性と質量の影響を重ね合わせると次のような複合長方形ばりの運動方程式が得られる。

$$[K] \{\delta st\} + [M] \{\delta st\}'' = \{Fst\} \quad (5)$$

ここで $[K]$ = 剛性マトリックス

$[M]$ = 質量マトリックス

$\{\delta st\}$ = 変位ベクトル

$\{Fst\}$ = 外力ベクトル

ここで変位ベクトルを次のように置く。

$$\{\delta st\} = \sum_{r=1}^n \{u_r\} \phi_r \quad (6)$$

また粘性マトリックス $[C]$ を加えて、式(5)を書き直すと次のようになる。

$$[M^*] \{\phi''\} + [C^*] \{\phi'\} + [K^*] \{\phi\} = [u]^T \{Fr\} \quad (7)$$

ただし $[M^*]$ 、 $[C^*]$ 、 $[K^*]$ はそれぞれ対角マトリックスであり $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ マトリックスを固有ベクトルの直交性を用いて対角化している。したがって式(7)は次のようになる。

$$M_r^* \phi_r'' + C_r^* \phi_r' + K_r^* \phi_r = C_r^2 \{u_r\}^T \{F_r\}, \quad r=1, 2, \dots, n \quad (8)$$

ここで $M_r^* = 1$ となるように C_r^2 を決めると式(8)は次のようになる。

$$\phi_r'' + 2h_r \omega_r \phi_r' + \omega_r^2 \phi_r = P_r(t) \quad (9)$$

ここで $P_r(t) = \{u_r\}^T \{F_r\}$ 、 $h_r = r$ モードの粘性係数、 ω_r = 固有振動数

初期条件を $\phi_r = 0$ (変位)、 $\phi_r' = I' / m^*$ (速度) (m^* はセンサー質量、 I' は衝撃力) として単位衝撃力に関する変位の衝撃応答関数は

$$\xi_r(t) = \frac{1}{\omega_d} e^{-h_r \omega_r t} \sin \omega_d t \quad (10)$$

速度の衝撃応答関数は

$$\xi_r'(t) = \frac{1}{\omega_d} e^{-h_r \omega_r t} (-h_r \omega_r \sin \omega_d t + \omega_d \cos \omega_d t) \quad (11)$$

$$\text{ここで } \omega_d = \omega_r \sqrt{1 - h_r^2} \quad (12)$$

式(11)を用いて Duhamel 積分を行うと次の各モード

次数に対する速度応答の式が得られる。

$$\phi_r(t) = \int_0^t P_r(t) \xi_r(t - \tau) d\tau \quad (13)$$

3. 数値計算

長方形ばりの分割数を x 軸方向 8 分割、y 軸方向 10 分割、 $h = 40\text{cm}$ 、 $\phi = 70\text{cm}$ として次の三つのモデルについて数値計算を行った。ただし、はりの母材の弾性定数 $E_c = 300,000\text{kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu_c = 0.17$ 、密度 $\rho_c = 2.3\text{gf/cm}^3$ とする。Type 1 はコンクリート長方形ばりである。Type 2 と Type 3 は図 2 に示すような 5 層の長方形ばりである。ここで、 $E_s = 210,000\text{kgf/cm}^2$ 、 $\rho_s = 7.85\text{gf/cm}^3$ 、 $\nu_s = 0.3$ 、 $h_1 = 4\text{cm}$ 、 $h_2 = h_4 = 1\text{cm}$ 、 $h_3 = 2\text{cm}$ 、 $h_5 = 32\text{cm}$ とする。Type 2 は図 2 において $E_1 = E_2 = E_c$ と置いてコンクリート中に steel layer がある場合である。Type 3 は $E_1 = 2E_c/3$ 、 $E_2 = E_c/3$ と弾性定数を減少させて steel layer 付近に劣化した層を仮定したモデルである。これら 3 種類のモデルについて数値計算を行った。

a. 固有振動数とモード

Type 1、Type 2、Type 3 のモデルの固有振動数 (kHz) を表 1 に示す。表中縦方向には深さ方向モード n を、横方向には長軸方向モード m を表している。固有値は、全体的に n が 16 以上になると Type 1 と Type 2、3 との固有振動数の差が大きくなる。これは Type 2、Type 3 の steel layer の固有振動数によるものと考えられる。また、Type 2 と Type 3 の比較よりコンクリート層の劣化は固有振動数を小さくしていることがわかる。図 3 はこのときの固有モードを、 $m=1, 3, 5$ 、 $n=1 \sim 4$ について示した。(a) は u 方向モード、(b) は v 方向モードを表し、一点鎖線は Type 1、

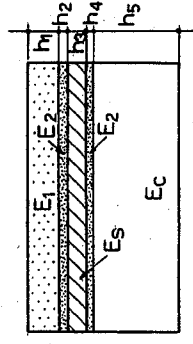


図 2 複合長方形ばりモデル

表 1 固有振動数の比較 (kHz)

	Type 1					Type 2					Type 3				
	1	3	5	7	9	1	3	5	7	9	1	3	5	7	9
1	8.7	31.1	59.0	8.53	30.5	59.8	8.25	28.9	56.7						
2	13.5	36.5	62.0	14.8	35.6	62.6	14.5	35.0	60.8						
3	28.2	44.8	71.9	23.5	44.6	73.8	22.8	44.1	71.9						
4	28.7	45.3	80.0	27.2	53.1	84.1	26.2	50.2	80.3						
5	40.8	58.5	85.4	41.2	59.8	86.8	38.7	57.2	82.8						
6	54.9	60.2	85.8	57.2	64.3	99.2	52.7	57.7	84.3						
7	62.5	77.5	100.2	65.7	81.1	104.7	59.8	75.6	98.6						
8	78.1	82.0	100.4	85.7	91.0	107.4	69.3	80.6	100.7						
9	90.5	101.7	120.1	96.9	107.1	128.1	88.5	94.7	112.4						
10	101.5	105.4	120.5	99.5	110.1	133.0	91.2	98.4	124.5						
11	122.6	130.4	143.8	122.1	128.9	145.9	105.9	112.7	131.2						
12	128.3	130.5	144.8	133.0	136.8	146.0	119.6	125.2	142.2						
13	152.2	156.7	169.0	151.7	154.5	164.1	138.6	142.8	156.1						
14	157.8	163.2	174.1	158.3	160.7	168.0	141.2	149.3	165.1						
15	176.9	181.7	193.5	180.4	188.0	213.2	184.4	187.5	195.1						
16	194.8	197.3	206.0	209.5	203.2	272.6	185.2	189.2	196.7						
17	196.9	203.2	214.3	205.4	207.9	303.8	216.0	218.3	224.1						
18	202.9	207.3	218.1	205.9	202.9	394.2	285.9	285.6	287.1						
19	236.0	239.2	246.1	240.4	241.2	419.7	315.6	318.8	324.9						
20	274.1	276.4	281.7	280.0	284.2	564.1	490.0	490.4	492.0						
21	303.2	305.1	309.5	309.8	322.1	624.9	506.6	512.0	523.6						
22	314.4	316.0	320.1	309.1	310.2	912.7	850.0	851.1	853.7						

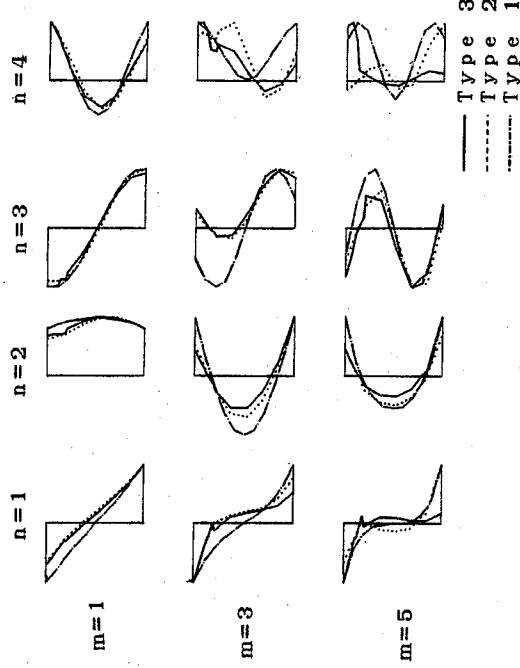


図 3(a) u 方向モードの比較

破線はType 2、実線はType 3を示す。この図よりType 2とType 3のモードは $m=1$ ではば一致しているが、 $m=3, m=5$ では、Type 3の上部でモードの卓越する傾向がみられる。

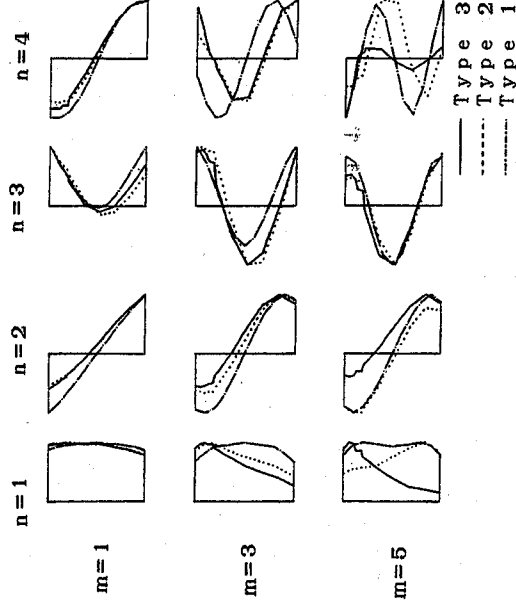


図3(b) v方向モードの比較

b. 減衰定数による応答の比較
減衰定数 h_r は固有振動数の関数として次式を仮定する。

$$h_r = b \omega_r / (a + \omega_r^2)$$

ここで a , b は実験より求める定数。 ω_r は r 次固有振動数とする。 10^3 数値計算モデルとしてType 1を用いて、減衰定数のModel h_1 として $a=13935$, $b=15.52$, Model h_2 として $a=13935$, $b=7.76$ の2種類について計算を行った。ここでModel h_1

の定数 a , b は実験より得られた応力波形のフーリエスペクトルからハーフパワ法を用いて決定した。入射波として継続時間 $50 \mu\text{sec}$ の

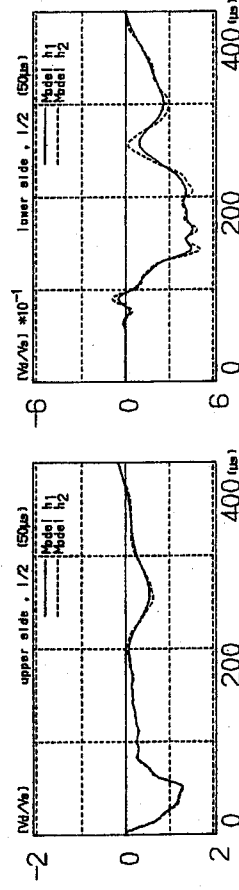


図4(a) 変位応答 (上部、 $l/2$)

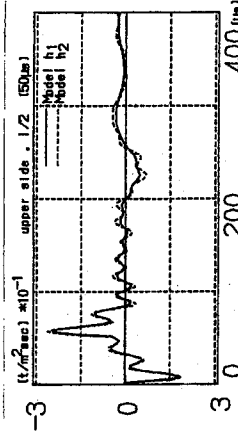


図4(c) 速度応答 $\rho \dot{v}$ (上部、 $l/2$)

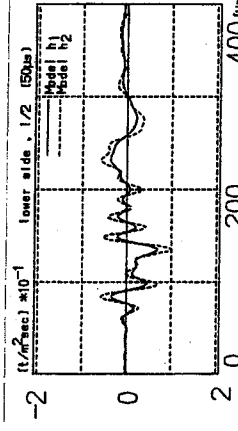


図4(b) 変位応答 (下部、 $l/2$)

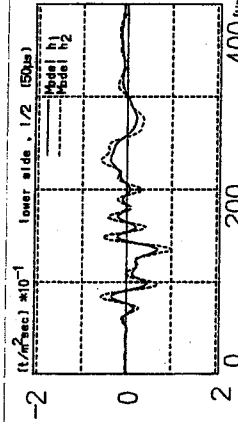


図4(d) 速度応答 $\rho \dot{v}$ (下部、 $l/2$)

軸は、 y 方向変位応答 v をはりの支間中央の静的変位 v_s で基準化したものである。図4(c)、(d)の縦軸は、 y 方向速度応答 $\dot{v}$ とはりの質量を乗じて運動量 $\rho \dot{v}$ として示している。横軸は時間を示している。図4(a)は、はりの支間中央上部の変位応答を比較したものである。入射波が継続している $50 \mu\text{s}$ までの変位応答は両者に差はみられないが時間経過と共にModel h_1 の方が減衰定数の影響を受けて応答が小さくなっていることがわかる。図4(b)は支間中央下部の変位応答で全体に減衰の影響がみられる。このことは図4(c)、(d)についても同様である。

c. 弾性係数の減少による応答特性の比較

図5はType 2

とType 3の変位
応答の比較と速
度応答をはりの
支間中央で比較
したものである。

Type 3はsteel
layer付近に弾性

係数の減少した
層を仮定し、健
全な状態にある
Type 2との応答
特性の比較を行
った。図5(a)、

(b)の縦軸は図4

の変位応答と同
様の操作により

規準化している。また図5(c)、(d)も図4の速度応答と同様に運動量
 $\rho \dot{v}$ としてあらわしている。横軸は時間である。図5(a)は支間中央
上部での変位応答である、最大変位応答はType 2に対して1.5倍程度
大きくなっている。図5(b)は支間中央下部の最大変位応答はType
2と同じ程度になっている。図5(c)は支間中央上部での速度応答は、
図4(c)と比べて速度応答の周波数が高くなっている。これは、
steel layerの影響のためと考えられる。さらに、図5(d)の支間中
央下部の速度応答の変化は、図4(d)のType 1の速度応答と比べて小
さくなっていることがわかる。

d. 変位応答のシミュレーション

変位応答のシミュレーションは長方形ばりの分割数をx軸方向16
分割、y軸方向16分割としてコンクリート長方形ばり (Type 1) に
ついて、入射波継続時間50 μ secのパルス波を支間中央上部に入射し
たとき時間間隔10 μ secで、各節点の変位応答値 u 、 v を規準化でき
る程度に拡大してから各節点の移動距離として節点座標を変更して長
各節点を線で結んで表示したのが図6である。対称性を考慮して長
方形ばりの支間中央より半分について示している。時間ステップ10
 μ s毎に変形が伝わっている様子がわかる。

4. あとがき

長方形ばりを伝播する応力波の動的特性として次のような結論になる。

- (1) 固有振動数のx方向パラメータ n が高次になると Steel layerの固有振動数の影響が大きくなる。

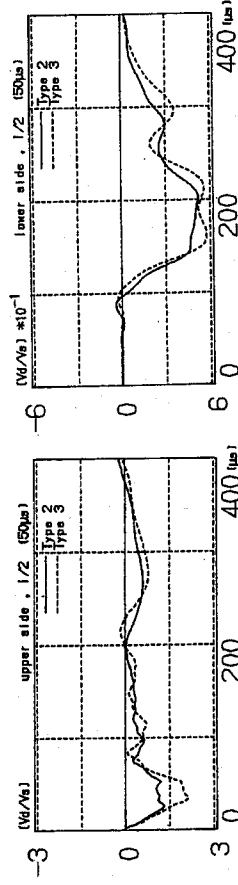


図5(a) 変位応答 (上部、 $l/2$)

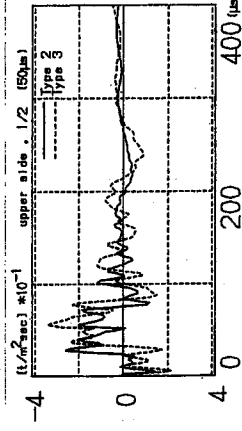


図5(c) 速度応答 $\rho \dot{v}$ (上部、 $l/2$)

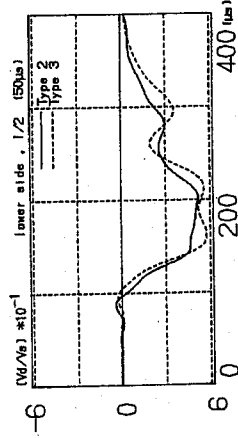


図5(b) 変位応答 (下部、 $l/2$)

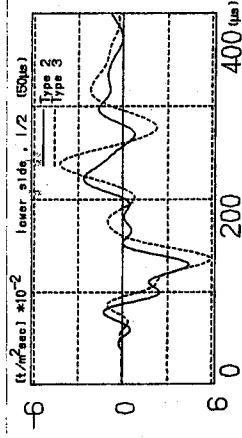


図5(d) 速度応答 $\rho \dot{v}$ (下部、 $l/2$)

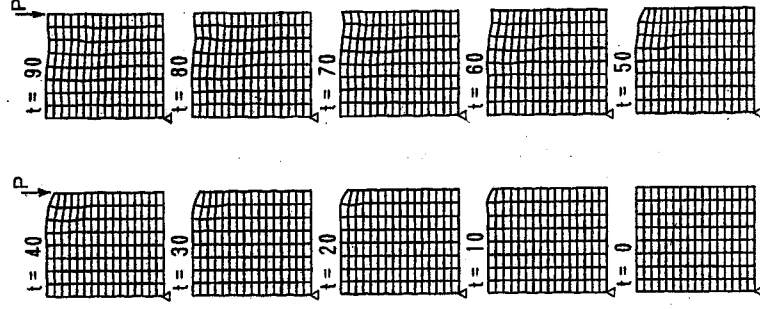


図6 変位応答シミュレーション

また固有モードの比較よりType 3の $m=3,5$ の場合、はりし部でモードの卓越することが明かとなった。

(2) 周波数依存型の減衰定数の異なる2種類のモデルに対する応答計算の結果、減衰定数の周波数特性のちがいにによる影響が明らかとなった。

(3) 構造部材の劣化に伴う弾性定数の減少を仮定したモデルの応答計算の結果、はり上部で大きく現れる。Steel layerの影響により、はり上部の速度応答の周波数が大きくなることが明かとなった。

(4) 変位応答のシミュレーションでは、コンクリートばかり中を変位がどの様に伝わっているかを視覚的に明らかにした。

参考文献

- 1) N.J.Carino, M.Sansalone, N.H.Hsu: A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete, ACI Journal, Technical Paper, March-April, 1986.
- 2) 大津: コンクリート構造物の健全度診断へのアコースティック・エミッションの適用、コンクリート工学、Vol.25, No.12, 1987.
- 3) 明石: コンクリートの非破壊試験に関する研究、土木学会論文集、第390号/V-8, 1988.
- 4) A.Alippi, W.G.Mayer: Ultrasonic Methods in Evaluation of Inhomogeneous Materials, Martinus Nijhoff Publishers, 1987.
- 5) J.Miklowitz: The Theory of Elastic Waves and Waveguides, North-Holland Publishing Company, 1978.
- 6) T.Niwa, S.Hirose, S.Nakatani: Model Studies on Scattering of Elastic Waves in a Half Space, 土木学会論文集、Vol.3, No.1, 1986.
- 7) J.D.Achenbach, G.Herrmann: Dispersion of Free Harmonic Waves in Fiber-Reinforced Composites, AIAA Journal, Vol.6, No.10, 1968.
- 8) 大島、能町: 有限ブリズム法による繊維強化複合部材の縦波動伝播速度の研究、土木学会論文集、No.297, 1980.
- 9) T.Oshima, S.G.Nomachi, T.Kida, S.Mikami: Stress Wave Propagation in a Rectangular Composite Beam, Proc. of 4th Japan-U.S. Conference on Composite Materials, Washington, D.C., June, 1988.
- 10) H.Kolsky: Stress Wave in Solids, Dover Publication, 1963.
- 11) 三上、大島、能町: 複合材料長方形ばりの応力波動解析とその健全度評価への応用、構造工学論文集、Vol. 35A, 1989.

③⑤ Ultrasonic Pulse Method における構造物材中の 応力波動の内部減衰について

北見工業大学 正員 大島 俊之
同 同 三上 修一
大豊建設 備 井上 聖
備 長 大 陸田 俊紀

1. まえがき

近年の構造物の健全度診断の必要性の増加により、構造物材内部を超音波等による非破壊試験により検査する手法が発達しつつあるが、このように内部構造を超音波により精度良く明らかにするためには探査波の構造内部での変形を詳細に明かにする必要がある。この探査波の変形に影響を及ぼす因子としては波動の振動数やモードおよびその分散、構造物材による内部減衰などが上げられ、特にこの内部減衰の検討には複雑な解析を必要とする。本研究ではこれらの構造物材に入射される応力波の検出とその変形に関連した減衰についての若干の解析結果について述べる。

2. 内部減衰に関する実験

本研究で対象としている構造物材の内部減衰による影響を調べるため、ここでは簡単な実験結果を紹介する。実験では表1に示すような配合の異なる3種類のモルタル長方形板供試体を用いた。供試体は長さ70 cm、高さ40 cm、板厚3 cmで配合は w/c が35%、50%、65%の3種類である。表1の数字は上段が重量比、下段が体積比を示している。使用した測定システムは文献^{1), 2)}で述べているものと同様であり、応力波の入射と受波は長方形板の境界辺で行う。図1には観測された到達波の比較の一例を示しているが、この図から w/c が大きいく、セメントに比較して砂および水分が多いモデルほど、位相遅れが大きく生じていることがわかる。

3. 計測システムの応答特性

実験で得られる応力波の波形は図2のようにつくもの測定プロセスを経由して観測されるので、測定システム自身の振動応答特性をあらかじめ確認する必要がある。このため、ここではまず増幅回路シ

表1 配合の割合

w/c	W	C	S
35 Model O	0.35 (1.10)	1.0 (1.0)	0.95 (1.14)
50 Model L	0.50 (1.57)	1.0 (1.0)	2.0 (2.09)
65 Model P	0.65 (2.02)	1.0 (1.0)	2.52 (3.02)

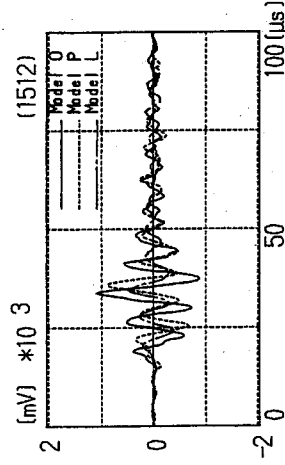


図1 配合の変化が内部減衰に及ぼす影響

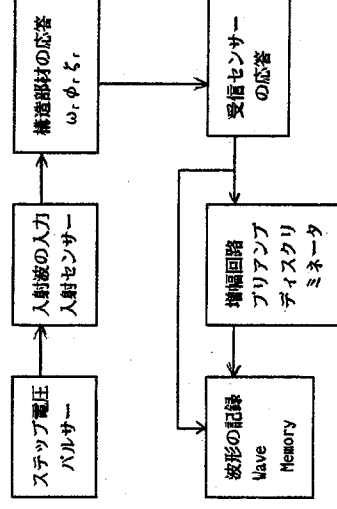


図2 システム構成図

システム全体（ブリアンプ、ディスクリミネータ）の周波数応答特性を検討するため、フランクシノン・ジェネレータを用い、入力 $\sin$ 波の周波数を変化させ、出力波の増幅率、位相遅れを測定した。得られた結果を図3（増幅率）、図4（位相遅れ）に示している。図3において増幅率の値はフランクシノン・ジェネレータからの入力電圧の20倍の出力を100%として示している（ここで用いているブリアンプの増幅率は常に20倍の増幅を基準としている）。この図より増幅回路全体としては20kHz～800kHzの範囲でほぼ平坦となる周波数特性を有することがわかる。実際実験で主として用いる周波数帯は50kHz～400kHzであり測定には十分である。また図4の位相遅れの結果については30kHz～200kHzの範囲では小さいが、入力周波数が高くなると位相遅れが大きくなり、また低くなると応答波が先行する特性となっている。

4. センサー自身の振動応答特性

ここでは入射および受波用として用いるセンサーの振動応答特性について検討した結果について述べる。センサー構造の概略は図5に示すように圧電材料による振動子本体がモールド内でエポキシ樹脂により接着固定されている構造となっており、振動体として単純な系ではない。このセンサー自身の振動応答特性に影響する因子としては

- (1) センサーと振動体の接触圧
- (2) センサーと振動体のインピーダンス比などの影響
- (3) センサー自身の共振周波数による違い

などが考えられるので、2、3の方法によりこれを検討した。まず(1)のセンサーと振動体の接触圧については通常の押しつけ圧力ではセンサー自身の振動応答波形には影響しないことが判った。これは別途押しつけ圧力を変化させて測定することのできる装置を考案し、実験した結果明らかになったことであるがこれについては別に発表する予定である。

次に(2)のインピーダンス比の違いによるセンサー自身の応答に関する実験について述べる。センサーを取り付ける構造体としてはここでは鋼材とモルタルを対象とし、弾性定数、密度、振動体としての固有振動数、振動減衰率などが異なる2種の媒体との連成振動応答を測定した。図6のように入射用の円環形センサーと受波用の円柱形センサーを組み合わせて媒体上に設置し、入射センサーに異なる継続時間の円環形パルス電圧を加える。入射センサーは共振周波数100kHzであり、パルスの継続時間に応じて異なる入射波形を放射するが、これは一般に半無限媒体上に設置した円環体の動的加振問題となる。これらの動的応答解析については別途報告する予定である。このようにして放射された応力波は入射センサーの円環内部（内側）に配置された受波センサーにより応答波形として計測される。従ってここから得られる波形が上述の動的加振問題の解となるものである。（この中には受波センサーおよび増

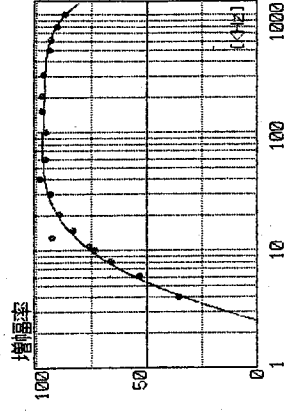


図3 増幅率

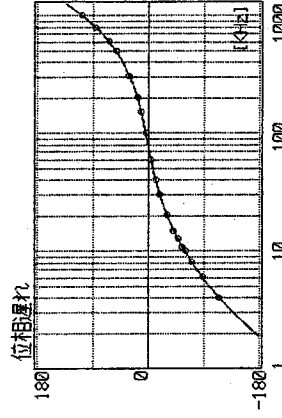


図4 位相遅れ

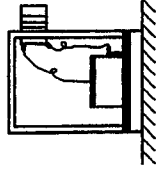


図5 センサー構造の概略

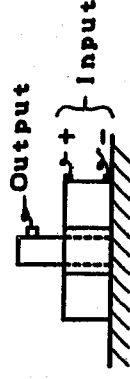


図6 円環形センサーと
円柱形センサーの組合せ

幅システムの応答も含まれる。)これらの測定結果の一例を図7と図8に示す。これらは前述の動的応答解析結果と比較して詳細に論じられるが、例えばこれらに関する解としては点加振問題に対する a 、 m 、 b の解がある。

次に(3)のセンサー自身の共振周波数などの影響に関する実験についてのべる。センサー自身は固有の共振周波数と減衰係数を有するが、設置する振動媒体と共に前述のように動的連成問題となり、合成系としては異なる応答周波数と減衰係数を有することとなる。従ってこれらの応答周波数および合成系としての減衰特性を明らかにすることが必要である。このための実験として二つのセンサー同志を向い合せて接触させ(圧接状態)、一方を入射用、他方を受波用として用い、この相異なるセンサー同志の合成系の振動応答を解析する。この問題を一自由度系の振動応答問題としてモデル化すれば、入射センサー及び受波センサーの質量及び振動方向の長さをそれぞれ、 m_1 、 m_2 および l_1 、 l_2 またセンサーの断面積 A 、弾性係数 E 、減衰係数 h は両者で等しいものとすると、継続時間 ΔT 、入力ステップ電圧によって生ずる全入射圧力 $F = EA\varepsilon$ (ただし ε は圧電歪)の衝撃荷重に対する2センサーの合成系の軸方向変位 $u(t)$ として次式が書ける。

$$u(t) = \frac{F\Delta t}{m\omega_d} e^{-h\omega_d t} \sin\omega_d t \quad (1)$$

ただし $m = m_1 + m_2$ 、 $l = l_1 + l_2$

$$\omega = \sqrt{\frac{EA}{m l}} \quad , \quad \omega_d = \omega \sqrt{1 - h^2}$$

また速度応答 $\dot{u}(t)$ の式は

$$\dot{u}(t) = -\frac{F\Delta t}{m\sqrt{1-h^2}} e^{-h\omega_d t} \cos(\omega_d t - \gamma_n) \quad (2)$$

$$\text{ただし } \tan \gamma_n = \frac{h}{\sqrt{1-h^2}}$$

また2つのセンサーそれぞれの応答の和(非合成)と考えれば次のようになる。

$$u(t) = F\Delta t \left(\frac{1}{m_1\omega_{d1}} e^{-h\omega_{d1}t} \sin\omega_{d1}t + \frac{1}{m_2\omega_{d2}} e^{-h\omega_{d2}t} \sin\omega_{d2}t \right) \quad (3)$$

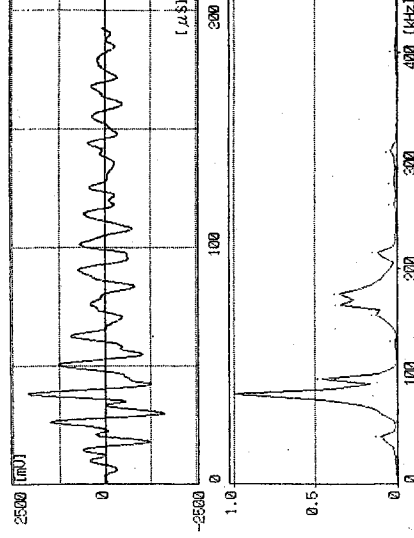


図7 鋼材への入射波形とスペクトル

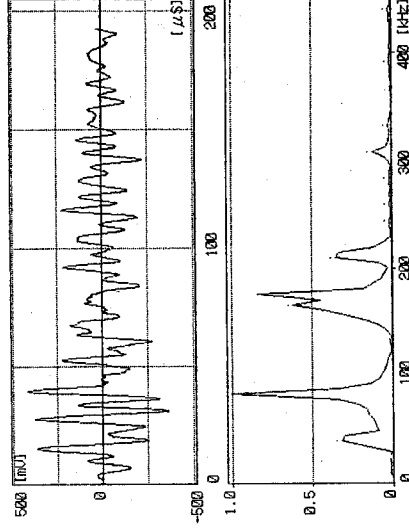


図8 モルタルへの入射波形とスペクトル

また速度応答の式は

$$\dot{u}(t) = \frac{F \Delta t}{m_1 \sqrt{1-h^2}} = \frac{m_1}{m_2} e^{-h\omega_1 t} \{ \cos(\omega_{d1} t - \gamma_n) \} + \frac{m_1}{m_2} e^{-h(\omega_2 - \omega_1)t} \cos(\omega_{d2} t - \gamma_n) \} \quad (4)$$

また電圧入力パルスに対するセンサーの合成系の応答として周波数領域における伝達関数は入力パルスのフーリエ変換値を $F^*(\omega)$ 、出力応答値 $u(t)$ のフーリエ変換値の実数部を Re 、虚数部を Im とすれば

$$Re = \frac{k \cdot m \omega^2}{(k - m \omega^2)^2 + c^2 \omega^2} F^*(\omega) \quad (5)$$

$$Im = \frac{-c \omega}{(k - m \omega^2)^2 + c^2 \omega^2} F^*(\omega) \quad (6)$$

ただし

$$k = \sqrt{\frac{EA}{l}}, \quad c = \text{粘性係数}$$

ここで $F^*(\omega) = B^2 = \text{const.}$ (単発パルス) とすれば

$$Re^2 + Im^2 = B^2 \quad (7)$$

となり、ナイキスト線図上で原点を中心とする円となる。従って多くの実験を実施して最小自乗法によりナイキスト線図上で誤差を最小とするようなモーダルパラメータ (k, m, c 等) を決定する方法により、1 自由度系へのモデル化を実行することができる。

このセンサー to センサーの応答結果の一例を図9に示すが、これらの一連の解析のうち、スペクトル解析のピーク周波数に着目すると2センサーのうち低振動数のセンサーの周波数が卓越している。すなわち高い共振周波数のセンサーを入力側にした場合でも合成系の振動としては、質量の大きい、低い周波数のセンサーの応答が卓越する結果となる。

6. 構造部材の内部減衰について

以上のように入射波はセンサーと媒体との連成系の振動応答として、センサーと媒体が決まればその入射波形はほぼ確定できる。構造部材の各点の応答は入射波の構造内部での変形過程としてとらえられ、内部の Inclusion、境界での反射などの影響を含んだ伝達系の応答であるが、一般にはこれを多自由度系のモデルとして表現できる。この多自由度系の伝達関数のモーダルパラメータの決定においては、周波数領域で実行する場合には重みつき非線形最小自乗法、時間領域で実行する場合には複素指数法、最小自乗

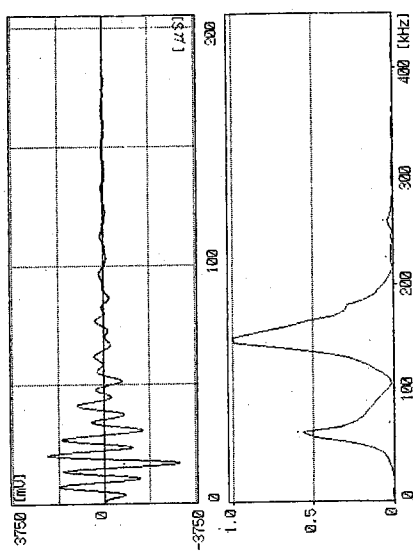


図9 2 センサーの動的応答とスペクトル

による複素指数法などがある。

このようにして構造部材の応答の実験結果の解析においては、解析的手法を応用して伝達系のモータパラメータを精度良く決定することにより、構造部材の伝達系としての特性を把握できる。他方これを応用してシミュレーションのためのよりよいモデルの構築に資することができる。

材料が振動する間、弾性エネルギーの一部は常に熱に変化し、これらのメカニズムは全体として内部摩擦による減衰効果に含まれる。従ってこの内部摩擦による減衰量は振動の振幅や振動数に依存することとなる。この減衰の振動数依存の関係は図10のような傾向となる。モルタルのように砂粒子がセメントおよび空隙、水分などによって結合されている粒状体組織においては、微視的にみれば変形は異方性で複雑な挙動を示すこととなり、粒子と粒子の間で温度が異なり微量の熱の流れは粒子境界を横切って流れることとなる。振動する構造体の熱伝導による損失の場合、振動数にはある下限が存在し、この振動数では変形は非常にゆっくり生じ、体積変化は等温的であり、何らエネルギー損失は生じない。これはかなり小さい振動数の場合である。一方振動数の上限も存在する。この振動数では変形が非常に速く生じ、振動する間に熱の流れ（移動）が生じる時間が存在しない場合であり、この場合も何のエネルギー損失もない。従って最大の損失は適用される振動数がこの二つの限界の間に入ってきた時に生じ、またこの振動数の値は粒状体の径とその他の媒体の熱的伝導性に依存することとなる。³⁾ 本研究では構造部材の自由減衰曲線から対数減衰率を求めた結果の一例を図11に示しているが、測定した範囲の周波数帯では最大値を有する傾向とはなっていない。図12には同様に示して得られた対数減衰率の特徴はみられたい。従ってこれらよりさらに精度のよい検討を行うため、前述のモードパラメータ決定法を応用した手法により解析する必要がある。

図12 対数減衰率の振幅依存性

本研究では構造部材の内部減衰に焦点をしばり、入射波の確定法とその伝達による振動応答の解析について述べた。ここでの内容はまだ充分なものではないが、今後さらに発展させて精度のよい解析ができる

7. あとがき

本研究では構造部材の内部減衰に焦点をしばり、入射波の確定法とその伝達による振動応答の解析について述べた。ここでの内容はまだ充分なものではないが、今後さらに発展させて精度のよい解析ができる

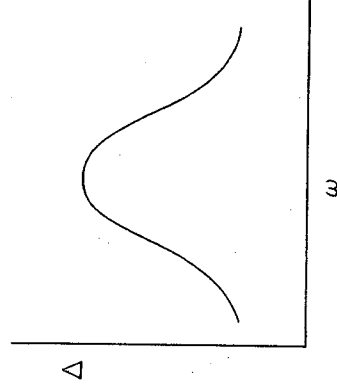


図10 内部減衰と振動数の関係

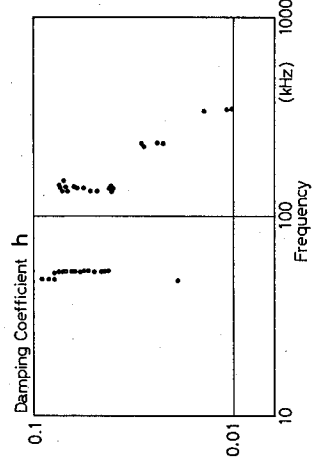
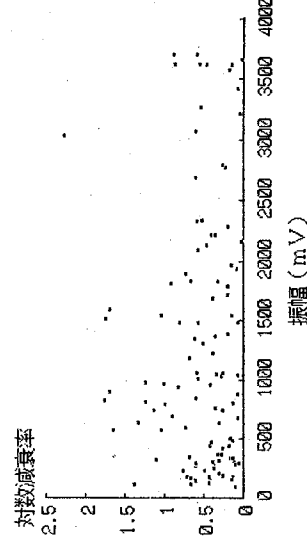


図11 対数減衰率の周波数依存性



よう努力したい。本研究の実験および解析に当たっては北見工大開発工学科の卒業論文学生山本裕之君、中村好宏君の援助があった。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 三上、大島、能町：複合長方形梁の動的応答に関する研究、土木学会北海道支部論文報告集、No. 44、1988.
- 2) 三上、大島、能町：複合材料長方形ばりの応力波動解析とその健全度評価への応用、構造工学論文集、Vol. 35A、1989.
- 3) H. Kolisky : Stress Wave in Solids, Dover Publication, 1963.
- 4) 大島：弾性波による老朽構造物の劣化と内部損傷の早期発見に関する研究、昭和62年度科学研究費補助金（一般研究（c））研究成果報告書、昭和63年3月。
- 5) N.J. Carino, M. Sansalone, N.H. Hsu : A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete, ACI Journal, Technical Paper, March-April, 1986.
- 6) 大津：コンクリート構造物の健全度診断へのアコースティック・エミッションの適用、コンクリート工学、Vol. 25, No. 12、1987.
- 7) 明石：コンクリートの非破壊試験に関する研究、土木学会論文集、第390号/V-8、1988.
- 8) A. Alippi, W.G. Mayer : Ultrasonic Methods in Evaluation of Inhomogeneous Materials, Martinus Nijhoff Publishers, 1987.
- 9) J. Miklowitz : The Theory of Elastic Waves and Waveguides, North-Holland Publishing Company, 1978.
- 10) T. Niwa, S. Hirose, S. Nakatani : Model Studies on Scattering of Elastic Waves in a Half Space, 土木学会論文集、Vol. 3, No. 1、1986.
- 11) J.D. Achenbach, G. Herrmann : Dispersion of Free Harmonic Waves in Fiber-Reinforced Composites, AIAA Journal, Vol. 6, No. 10、1968.
- 12) 大島、能町：有限ブリズム法による繊維強化複合部材の縦波動伝播速度の研究、土木学会論文集、No. 297、1980.
- 13) T. Oshima, S.G. Nomachi, T. Kida, S. Mikami : Stress Wave Propagation in a Rectangular Composite Beam, Proc. of 4th Japan-U.S. Conference on Composite Materials, Washington, D.C., June, 1988.

③⑥ 有ヒンジタイプPC箱桁橋のひびわれ発生要因についての一考察

橋フジエンジニアリング

西星 匡博

仲田 慶正

村中 俊裕

1. まえがき

本報告の対象である橋梁は、3径間連続PC橋でありそのうちの中央径間にヒンジを持つ有ヒンジタイプの2箱桁連続橋である。本橋梁はディバダーク工法によるもので、径間中央で沓により結合し、ヒンジ構造としたものである。そのため、ヒンジ部近傍は死荷重によるコンクリートのクリープおよび乾燥収縮等の影響が大きく現れ、材令と共に沈下性状を示している。本橋梁におけるひびわれ調査の結果、箱桁ウェブ内面に斜めひびわれが多数発見された。ひびわれが発生していた部位は桁高が小さくコンクリート断面が小さいため、せん断力に対しては比較的不利な条件下にあるものと考えられる。そこで、ねじれ変形を発生させる要因の中心としたねじれ変形によるせん断応力が原因であると思われる。ひとつとして、固有振動におけるねじれモードの存在を仮定し、振動加速度の計測を行った。しかし、調査の結果からは、明瞭なねじれモードを確認できず、直線線形の箱桁橋のねじり剛性の高さを実証する結果となった。以下、振動加速度測定と、同時に実施した静的載荷による応力測定について報告する。

2. 調査概要

本橋梁におけるひびわれ調査の結果、ヒンジから両橋脚に向かって約10mの地点の箱桁ウェブ内面に、幅0.1~0.3mm程度の斜めひびわれが多数発見された。これらのひびわれは、斜めせん断鋼棒とほぼ直交する方向に発生していた。そして、注目すべき点は、上下線面箱桁のそれぞれの幅員外側（高欄側）ウェブのみに斜めひびわれが発生しており、橋軸に近い内側（中央分離帯側）ウェブには見られなかったことである。調査対象橋梁の一般構造図および斜めひびわれの発生位置、状況図を図-1に示す。

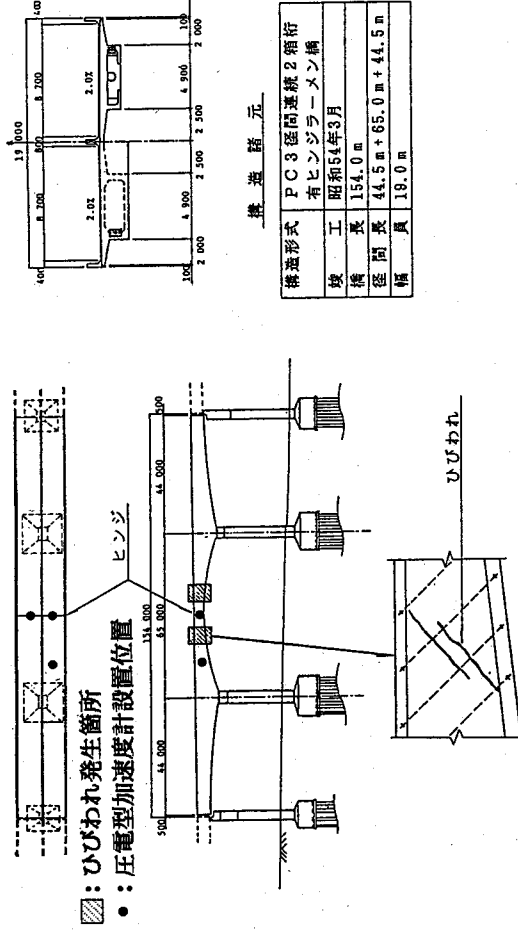


図-1 対象橋梁一般図

これらの斜めひびわれの発生要因としては、せん断鋼棒で補強している方向に引張り応力が生じたためにひびわれが発生したと考えられることから、せん断応力によるものであると考えられる。そして、箱桁の高欄側ウェブのみにひびわれが発生していることから、そのせん断応力は桁のヒンジ付近が橋軸を中心にしてねじられることにより発生したねじりせん断応力ではないかと思われる。

以上の事前検討より、ウェブの斜めひびわれの発生には“ねじれ”が寄与していることが推測されるが、本報告ではこのねじれによるひびわれの発生システムとして以下に示す2通りに着目し、ひびわれの発生要因について考察を加えた。

(1)本橋梁特有の振動モードとしてねじれモードを持っているため、活荷重振動に起因する疲労によりひびわれが発生した。

(2)大重量活荷重により過剰応力が生じたためひびわれが発生した。

前者の仮定に対し、本橋梁の振動モードを確認するため一般車走行時の振動加速度測定を行った。また、後者の仮定に対し、荷重作用時の応力発生状況を確認するため静的載荷試験による応力測定を行った。

振動加速度測定は、上り線の1/4点とヒンジ部、

下り線のヒンジ部の3点に圧電型加速度計を設置し、一般車走行時の鉛直方向の振動加速度を測定した。

圧電型加速度計の設置位置は図-1の一般図に示す。

測定は、車輛が走行していない時の自由振動と、

大型車輛が走行した時の強制振動について行ない、

測定結果から推定した橋体の振動モードからねじれ振動の有無について検討を加えた。また、応力測定は、

20tダンブトラック4台を用いて静的載荷試験を行い、

箱桁ウェブ内面のひびわれ発生位置付近のコンクリート表面に設置したひずみゲージにより応力測定

を行った。載荷パターンは、上下線の走行車線のヒ

ンジ前後に1台づつ、すなわち両側に2台づつ配置

したケース1と片側の走行車線のヒンジ前後に2台

づつ、すなわち片側に4台を偏載荷したケース2と

した。ひずみゲージの設置位置および試験車載荷

位置を図-2に示す。

3. 調査結果

圧電型加速度計より得られた振動加速度波形の一例(強制振動:下り線ヒンジ部)を図-2に示す。

図-3のような原波形をF.F.T.(高速フーリエ変換)して得られたスペクトル図を図-4に示す。F.F.T.は、サンプリング周波数200Hz、データ個数1024個で行った。

図-4に示したスペクトル図は、大型車が上り線側を走行した場合の強制振動および自由振動について、下り線側のヒンジ部で測定した振動加速度波形を、高速フーリエ変換したものである。

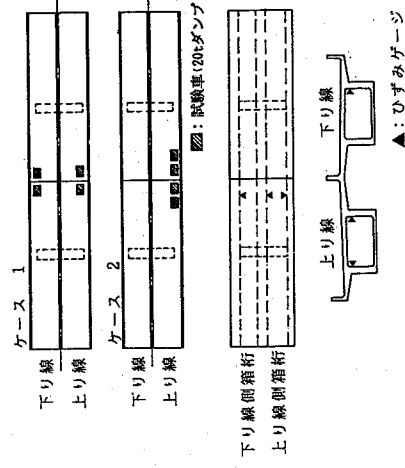


図-2 ひずみゲージおよび試験車位置図

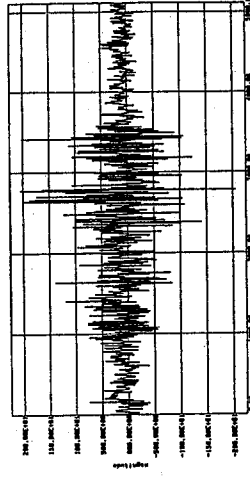


図-3 橋対鉛直方向の振動加速度波形

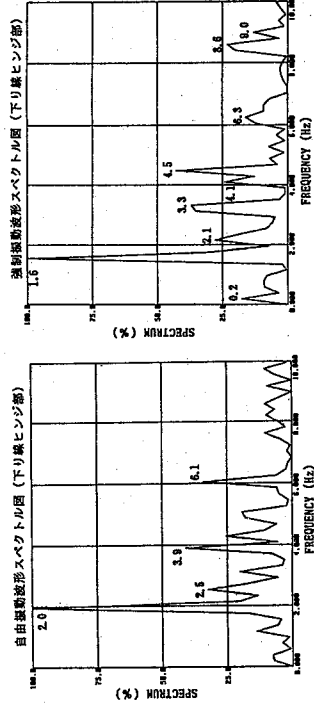


図-4 スペクトル図

ここで、強制振動とはヒンジを有する中央径間を大型車が走行し、加振力を与えている状態を指す。また、自由振動とは中央径間を同車両が通過した後、すなわち加振力が加わっていない状態を指すものとす。

図-4より、自由振動時の卓越振動数は2.0Hz, 2.5Hz, 3.1Hz, 3.9Hz, 4.5Hz, 6.3Hz等である。これらの卓越振動数を比較すると、強制振動時の卓越振動数は1.6Hz, 2.1Hz, 3.3Hz, 4.5Hz, 6.3Hz等である。これらの卓越振動数を比較すると、0.2~0.6Hz程度の差が見られる。さらに、車両による加振力が加っている強制振動時は、概ね3Hz前後を境にして低振動数側はより低く、高振動数側はより高くなるといった傾向が見られる。この卓越振動数がずれ現象については現段階では明確な解答は得られていない。

次に、上り線のヒンジ部と下り線の

のヒンジ部とのクロスパワーを、

自由振動および強制振動の各々に

ついて求め、位相についての検討を

行なった。図-5にクロスパワー図を

示す。その結果、自由振動時では

上り線のヒンジ部と下り線のヒンジ

部においては逆位相で卓越している

振動数が無く、ねじれ振動は見られ

なかった。しかし、強制振動時にお

いては4.5Hzで逆位相が見られた。

また、上り線の1/4点と上り線下

り線各々のヒンジ部のクロスパワー

を求めた結果も考慮して、本橋梁の

振動モードを推定した結果を図-6に示す。

自由振動でねじれモードが出現していないことより構造的には卓越したねじりモードは持っていないと思われる。強制振動に見られる逆位相は、車輛の強制加振力により励起された振動であると思われる。

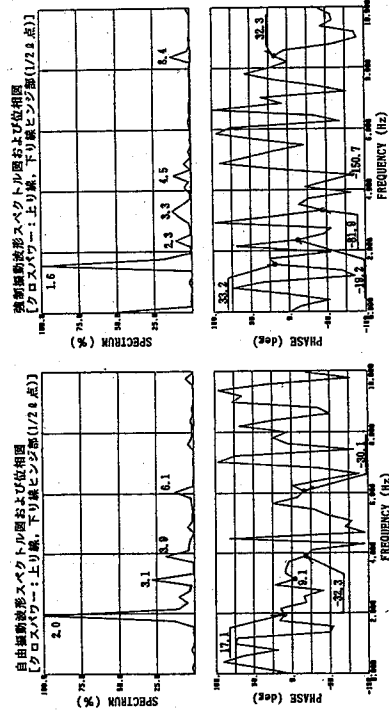


図-5 クロスパワー図

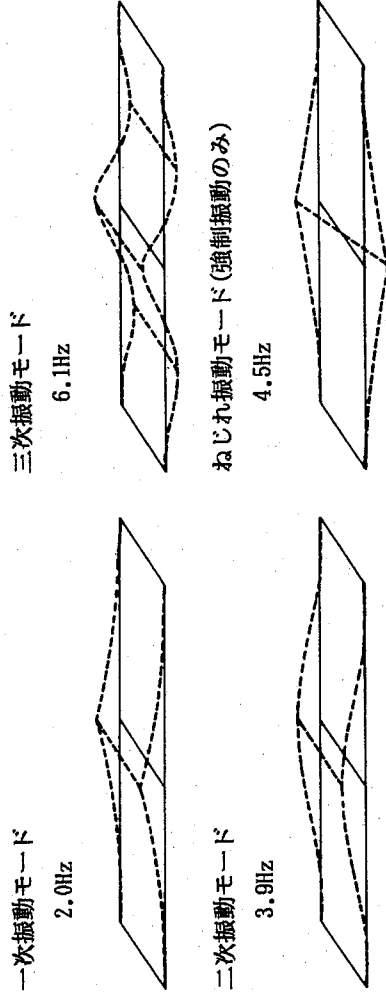


図-6 振動モード図

一方、静的載荷試験の結果より、各

載荷パターンによる応力状況を図-7に示す。両側への載荷状態では両箱桁高欄

側と中央分離帯側のウェブ面において

鉛直方向に $0.072 \sim 0.984 \text{ kg/cm}^2$ の引張

応力が発生している。しかし、片側への

偏載荷の状態では荷重がかかっている側

の箱桁高欄側のウェブ面のみ、鉛直

方向の 1.896 kg/cm^2 の引張応力が発生し、

箱桁中央分離帯側のウェブ面と荷重の

かかっていない側の箱桁高欄側のウェブ

面には引張応力は発生していない。この

ことより、橋体のねじれが箱桁高欄側の

ウェブ面にスタラーラップ鉄筋と直角方向

の斜めひびわれに影響を与えているもの

と思われる。この現象は、ねじれせん断

応力により発生したと想定した、斜めひ

びわれの発生状況と類似している。

以上の結果より、ひびわれはねじれの

せん断応力が発生要因の一つであると推

定できるが、そのねじれせん断応力は、

本橋特有の構造的振動特性によるものではなく、片側の走行車輛による偏載活荷重によって、ねじれ変形が起こっているものと思われる。

4. あとがき

振動加速度測定による振動モードの検討および静的載荷での応力測定による応力発生状況の検討により、以下に示す結果を得た。

① 当該橋梁は固有振動モードにおいて、卓越した明瞭なねじれモードは見られなかった。

② 幅員端部（高欄）側に荷重を作用させ、ねじれ変形を起こした場合、斜めひびわれの発生位置と引張応力の発生位置がよく一致した。

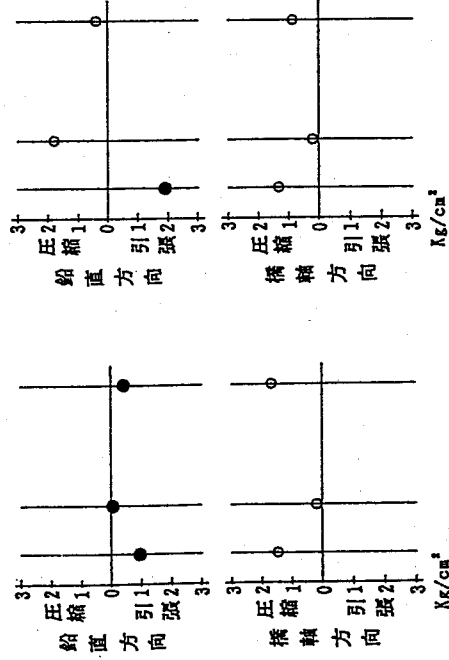
これらの結果より、ねじれ変形に伴う引張応力が、斜めひびわれの発生要因のひとつであることはほぼ間違いないと考えられる。そして、このねじれ変形は本橋梁固有の振動特性に起因するものではなく、交通荷重が偏載荷された状態における弾性変形時に励起される振動と推定できる。今後は、数値計算との照査により確認する予定である。

P C 構造物に 0.3 mm もの幅の斜めひびわれが生じていることについては問題も多く、何等かの対策が急がれるが、斜めひびわれの発生要因がねじれモード等の構造特性によるものではないと考えられるため、抜本的な対策を講じるまでには至らないと思われる。しかしながら、ひびわれ発生要因については未だ明瞭な解答は得られていない。また、振動モード以外にも振動が影響を与えている可能性が考えられるため、より詳細な検討を加えることにより、ひびわれ発生要因が解明されることがある。また、本橋梁は都市高速道路の重要な路線のひとつの中に位置するため、今後も活荷重が作用し続けることから、疲労による損傷の拡大に対する検討も重要であると考えられる。

両側載荷(ケース1)



片側載荷(ケース2)



▲：ひずみゲージ設置位置
(2成分；側壁面上端) ○：圧縮 ●：引張

図-7 載荷試験応力測定結果

③7 重錘落下振動(衝撃加振)法によるコンクリート橋の安全性評価手法

神戸大学工学部 宮本文穂
神戸大学大学院 ○前田敏也
神戸大学大学院 熊谷 稔

1. はじめに

橋梁をはじめとする各種土木構造物は、その供用年数の経過とともに材料劣化等が生じて各種部材の耐荷性、耐久性の低下が生じる。近年、これらの耐荷性、耐久性の低下に対する維持管理の重要性から、既存構造物に対する安全性評価手法及び効果的な補修・補強方法の確立が急がれている。

本研究では、架設後数十年を経たRC単純T桁橋2橋に対して重錘落下振動試験(衝撃加振試験)を行い、そこから得られる各種振動特性にSystem Identification Method(構造同定法、以下S I法)を用いることによって橋梁各部の断面二次モーメント、ヤング係数等の構造パラメータを同定し、TL-20荷重に対する破壊安全率を指標として橋梁の安全性評価を行った。また、S I法を用いた安全性評価結果を検証する目的で、単独主桁に対する破壊検証試験も行った。本研究における重錘落下振動試験から安全性評価までの流れを図1に示す。

2. 現場試験(非破壊試験)

2.1 対象橋梁の概要

今回試験対象とした「対田橋」(兵庫県浜坂土木事務所管轄)及び「中井橋」(兵庫県竜野土木事務所管轄)の橋梁諸元を表1に、またこれらの概略図を図2に示す。両橋は新橋の完成により取り壊されることがすでに決定していた。「対田橋」は、橋齢37年(昭和25年架設)の5径間RC単純T桁橋である。3主桁を有し、架設後、両端スパンの片側にそれぞれ増桁が設けられたが、構造的には独立なものであり、構造系的大幅な変更無しにほぼ架設当時の状態で供用されてきた。試験対象スパンは、香住側からの3スパンで、それぞれ順に「スパン1」「スパン2」「スパン3」とし、主桁を上流側から「主桁A(耳桁)」「主桁B(中桁)」「主桁C(耳桁)」とした(図2(a)参照)。試験対象スパンを複数としたのは、車両進入直後のスパンとそうでないスパンとの損傷度の相違を明らかにするとともに、同一橋梁に関するより多くのデータを収集するためである。目視によると、主桁に関しては、ほとんどのひびわれが曲げひびわれで、スパン間での差はあま

表1(a) 「対田橋」橋梁諸元

橋梁名	対田(たいた)橋	路線名	一般国道178号線
橋梁形式	RC単純T桁橋	所在地	兵庫県美方郡浜坂町
橋長	49.0m (5@9.80m)	架橋河川	久斗川
橋幅	5.50m	架設年度	昭和25年度
径間割	5径間	適用示方書	昭和14年版
橋梁形式	主桁	RC単純T桁	主桁 本数:3, 間隔:2@1.925m
	上部構造	床版 RC37*	横桁 本数:3, 間隔:2@4.900m
	橋台	重力式コンクリート	舗装 コンクリート舗装
	下部構造	橋脚 重力式コンクリート	要 鋼筋鉄筋コンクリート、鋼管

表1(b) 「中井橋」橋梁諸元

橋梁名	中井(なかい)橋	路線名	県道姫路上郡線
橋梁形式	RC単純T桁橋	所在地	兵庫県竜野市竜野町
橋長	107.92m (10@10.79m)	架橋河川	揖保川支流林田川
橋幅	5.00m	架設年度	昭和3年度
径間割	10径間	適用示方書	大正15年版(TL-12)
橋梁形式	主桁	RC単純T桁	主桁 本数:3, 間隔:2.01m@2
	上部構造	床版 RC37*	横桁 なし
	橋台	重力式コンクリート	舗装 アスファルト舗装
	下部構造	橋脚 重力式コンクリート	要 ガードレール

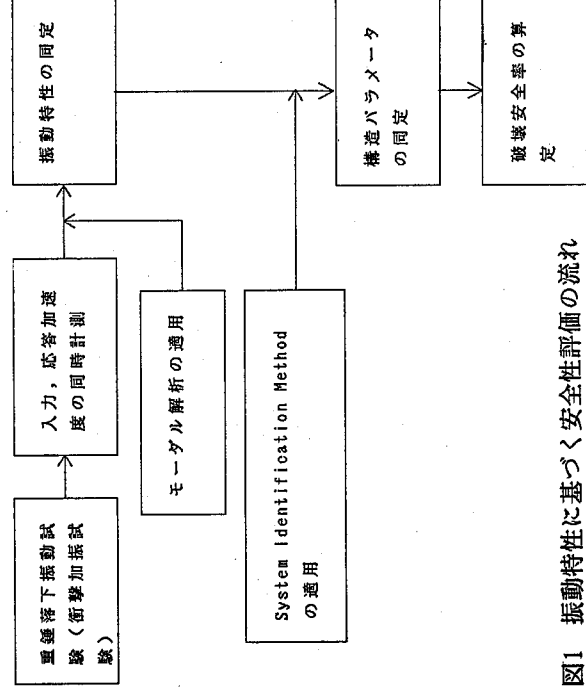


図1 振動特性に基づく安全性評価の流れ

りなく、どのスパンについても共通して主桁Cの支点付近に腐食ひびわれがみられた。これは、主桁Cが常に海風を受けていること、支点付近ではスパン間の継目から雨水が進入しやすいことなどが原因として考えられる。また、これとは別に主桁Cの中央付近にもコンクリートの剝離、鉄筋の露出がみられた。また、床版については、スパン1のひびわれが他のスパンに比べて多く、最大ひびわれ幅は0.3mmに達し、ほとんどが遊離石灰をともっており、一部には鉄筋の露出もみられた。ひびわれが最も少ないのはスパン3で、最大ひびわれ幅も0.1mm程度で、遊離石灰もほとんどみられなかった。次に、「中井橋」は、橋齢60年（昭和39年架設）の10径間RC単純T桁橋である。架設後、中央部3スパンは河床洗堀による橋脚の倒壊によって、H型钢で全く新しい形式に作り直されている。また、姫路側4スパンは主桁端部に横桁が増設され補強がなされたが、竜野側3スパンは架設から現在に至るまで補修・補強等がなされておらず、架設当時の状態のまま供用されてきたと考えられる。本橋で試験対象としたのは、補強等のなされ

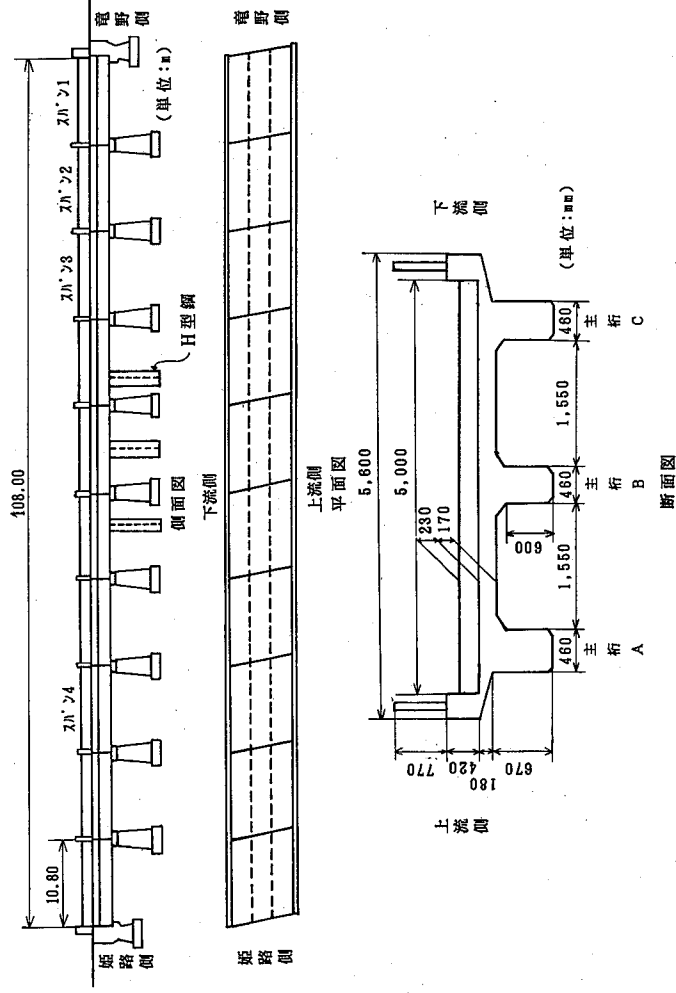
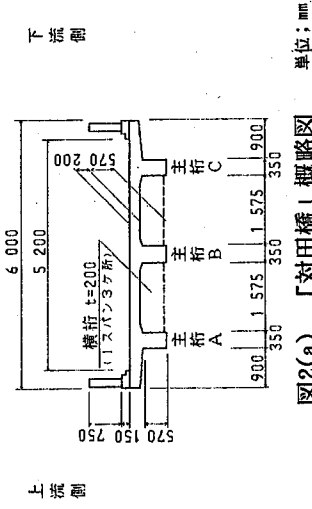
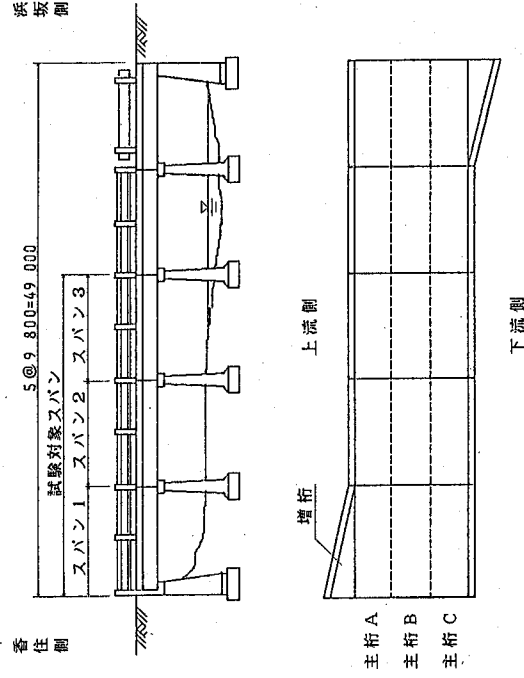


図2(b) 「中井橋」概略図

ていない竜野側3スパンと、端部横桁による補強がなされた姫路側4スパンの内の1スパンの合計4スパンであ

る。試験対象スパンをそれぞれ竜野側から順に「スパン1」「スパン2」「スパン3」「スパン4」とし、主桁を上流側から「主桁A（耳桁）」「主桁B（中桁）」「主桁C（耳桁）」とした（図2(b)参照）。目視によると、各スパンとも両耳桁の損傷が大きく、ひびわれ幅も1.0mmを越えるものが多くあり、遊離石灰をともなった腐食ひびわれ、コンクリートの浮き、欠落等がみられた。また、全てのスパンで主桁の表面に骨材や鉄筋、針金の露出、大量の砂目などの施工不良箇所が頻繁にみられた。特にスパン4では、コンクリートの欠落による主鉄筋、スタラープの露出が多くみられた。主桁には曲びひびわれの他せん断ひびわれも多くみられ、せん断耐荷力の低下が予想された。またスパン2及びスパン4の床版に橋軸方向のひびわれが多く発生しており、特にスパン2ではポッブアウト、遊離石灰が、また、スパン4ではコンクリートの欠落が生じていたことから、配力筋の不足により床版でかなり損傷が進んでいるものと予想された。

2.2 試験の概要

両橋に対する現場試験では、橋梁の安全性評価のみにとどまらず、評価結果を補修・補強と関連づけることを試みるため、補修・補強を想定した種々の状態での試験を追加した。表2に一例として「中井橋」に対する試験状態の一覧を示す。すなわち、付帯構造である高欄の有無（対田橋、中井橋）、中桁（対田橋）、耳桁（中井橋）へのばねの設置の影響（補強）、中桁の主鉄筋を1本切断することによる人工的な劣化進行、そして主桁端部に横桁を増設したことによる補強をした状態である。ここで、ばねの影響（補強）は主桁のL/2点（L：スパン長）にはね定数既知（45.3kgf/mm）のばねを油圧ジャッキを用いて4.6tfの荷重を鉛直上向きに加えて設置することにより行った。また、主鉄筋を切断するにあたっては、付着の影響を考慮して中桁のかぶりコンクリートを全面に渡って除去した。図3、図4に両橋の高欄及びばね設置の状況をそれぞれ示す。

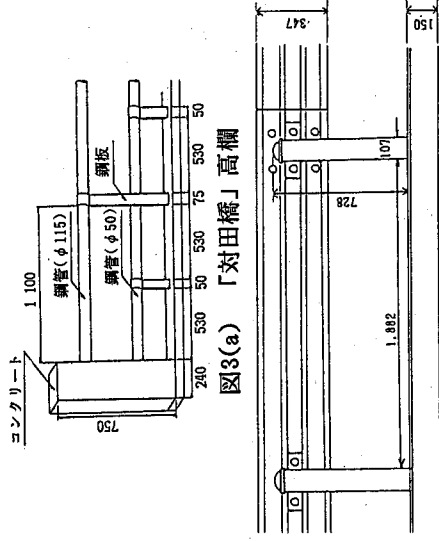


図3(a) 「対田橋」高欄

図3(b) 「中井橋」高欄

(単位:mm)

振動試験は、重量300kgfの重錘をクレーン車により約70cmの高さから落下させ、重錘に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁のL/4、L/2、3L/4点に設置した加速度計から応答加速度を同時計測し、モーダル解析[1]により固有振動数、減衰定数、振動モード、位相等の振動特性を同定した。ここで、モーダル解析の手法を実橋に適用する場合、各測点での単位衝撃入力に対する変位応答は、実測データに基づくことになり、モーダル解析では、測点の分割及び入力と応答の関係より得られる伝達関数の精度が問題となる。そこで、ここでは、固定振動法と移動振動法を併用して適用し、伝達関数の導出にカーブフィッティングを行なって

表2 試験状態一覧（中井橋）

試験目的	試験状態
高欄の影響	高欄有ばね無
	高欄無ばね無
ばねの影響	高欄有ばね有
	高欄有ばね無
鉄筋切断の影響	高欄無ばね無鉄筋切断無
	高欄無ばね無鉄筋切断
端部補強の影響	高欄有ばね無
	高欄有ばね無端部補強
端部補強とばねの比較	高欄有ばね有
	高欄有ばね無端部補強

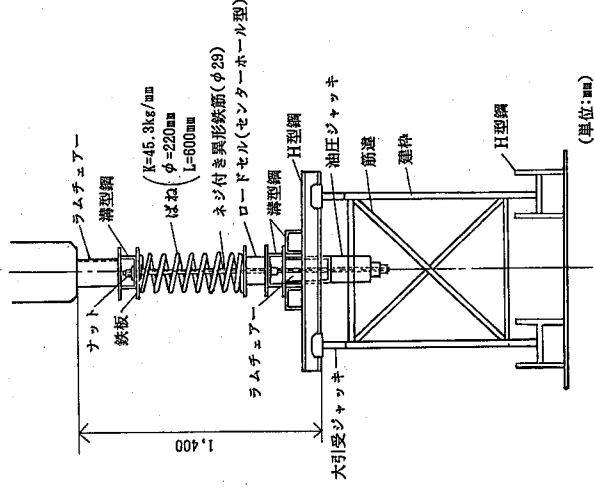


図4 ばね設置状況

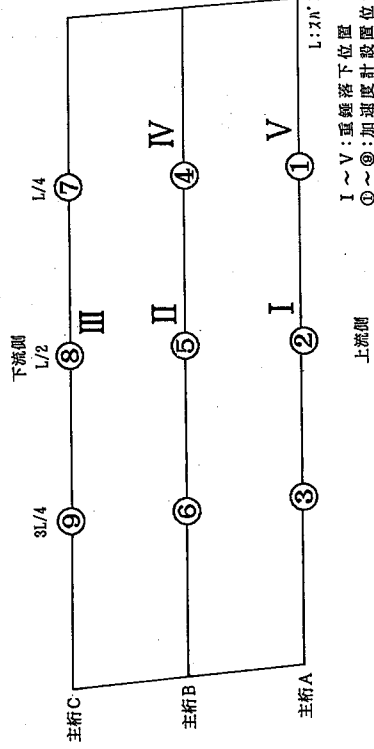


図5 重錘落下位置及び測定位置

その精度を高めた。また、重錘落下位置を複数とすることにより曲げ、ねじれ振動、あるいは高次の振動特性を得、橋梁のすべての箇所を振動させ、損傷位置発見の手がかりとした。図5に重錘落下位置と応答加速度測定位置を、また、図6に重錘落下位置と振動次数の対応をそれぞれ示す。

3. 試験結果

モーダル解析により得られた各スパンの振動特性をまとめて表3に示す。

表3(a) 「対田橋」振動試験結果

振動次数	振動特性	スパン1			スパン2			スパン3		
		高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更
1-1	固有振動数(Hz)	14.91	15.15	15.81	11.92	11.85	13.11	11.26	11.23	11.32
	減衰定数(%)	19.35	19.31	18.62	15.34	16.12	14.61	7.10	6.55	6.63
1-2	固有振動数(Hz)	18.67	16.13	18.12	16.64	16.24	16.52	19.23	19.50	19.41
	減衰定数(%)	8.10	9.93	8.10	10.22	10.44	8.94	9.34	7.32	7.39
1-3	固有振動数(Hz)	26.82	27.32	27.77	29.92	28.22	30.98	25.12	26.62	26.11
	減衰定数(%)	5.03	6.09	5.71	4.13	5.32	4.76	7.08	6.77	6.95
2-1	固有振動数(Hz)	37.15	38.45	37.21	41.68	39.20	42.17	56.50	57.60	56.75
	減衰定数(%)	10.25	6.55	10.82	6.07	8.04	5.87	2.52	4.17	2.72

両橋とも、高欄の有無に

ついて比較すると、固有振動数、減衰定数ともに大きな差はみられず、両橋のような簡単な構造の高欄が橋梁の振動特性に与える影響は小さいと考えられる。また、ばねによる補強の効果について、低次の固有振動数が増加し、減衰定数が減少するといった傾向がみら

れ、剛性の回復がみられる。「中井橋」については、スパン4においてすべての振動次数が得られたのに対し、スパン1及びスパン2においては1-1次、2-1次の振動次数が得られなかった。また、1-2次の振動数がスパン1及びスパン2に比べてスパン4でかなり大きくなっている。これらのことから、スパン4に設けられ

表3(b) 「中井橋」振動試験結果

振動次数	振動特性	スパン1			スパン2			スパン4		
		高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更
1-1	固有振動数(Hz)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	減衰定数(%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1-2	固有振動数(Hz)	12.88	12.17	13.03	11.50	11.09	11.09	19.47	10.44	10.44
	減衰定数(%)	6.72	5.89	4.13	4.66	2.11	2.11	7.20	5.74	5.74
1-3	固有振動数(Hz)	36.78	34.54	32.50	33.01	37.14	37.14	28.65	7.18	7.18
	減衰定数(%)	6.40	5.20	7.49	5.80	4.85	4.85	21.34	11.84	11.84
2-1	固有振動数(Hz)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	減衰定数(%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—

た端部横桁が床版の補強に大きく寄与し、ねじりに対する剛性を大きくしたものと考えられる。なお、主鉄筋切断の影響はあまり大きく表われていない。

4. S I 法による構造パラメータの同定

振動試験より得られた振動特性に対し S I 法[2]を適用し、構造パラメータの同定を行うことによって両橋の現状を定量的に把握することを試みた。ここで、力学的挙動として 1-1 次の振動数、振動形に加えて 1-2 次の振動数を（ただし、「中井橋」スパン 1 及びスパン 2 については 1-2 次の振動数と振動形）、そして構造パラメータとして各主桁及び横桁（床版）の断面二次モーメント、コンクリートのヤング係数を設定した。解析モデルには図 7 に一例を示す集中質点モデルを用い、伝達マトリックス法[3]により解析を行った。表 4 に S I 法による推定結果を示す。表中の理論値とは、コンクリートのヤング係数: $E_c = 2.4 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄筋のヤング係数: $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定し、全断面有効として求めたものである。推定結果より「対田橋」に関してみると、高欄の有無については、推定結果にあまり大きな差がみられないことから、高欄は桁の剛性にほとんど影響を及ぼしていないと考えられる。また、中桁へのばねの設置（系変更）による補強の効果については、ばねを設置した主桁 B において剛性の回復がみられるものの、他の主桁においてあまり変化がみられないことから、局部的な補強は橋梁全体に対する効果的な補強にはならないと考えられる。次に、「中井橋」に関してみると、高欄の有無については、高欄の除去により両耳桁で約 15%、中桁で約 25% の剛性の低下がみられ、本橋のように見た目にも簡単な高欄であれば耳桁への剛性の寄与はあまり大きくないといえる。また、耳桁へのばね設置による補強については、ばねを設置した主桁 A において 7.9% の剛性の増加がみられるが、他の桁においてはあまり剛性の回復がみられないことから、「対田橋」同様、局部的な補強は橋梁全体の補強にはなっていないと考えられる。また、主鉄筋切断による人工的劣化については、主鉄筋を切断した主桁 B で 37%、

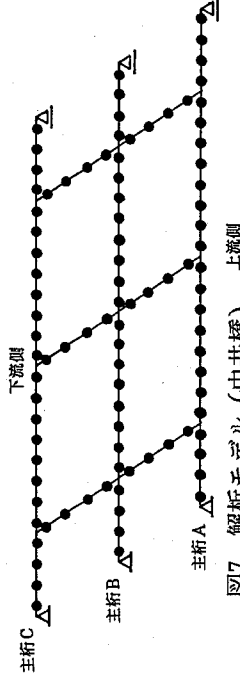


図7 解析モデル (中井橋)

表4(a) 「対田橋」 S I 法による推定結果

	構造パラメータ	理論値				推定値			
		高欄有	高欄無	系変更	高欄無	高欄有	高欄無	系変更	高欄無
スパン 1	主桁 A	3.49	3.49	3.49	1.83	1.83	1.30	1.83	1.83
	断面2次モーメント ($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	4.18	4.18	4.18	2.40	2.40	2.67	3.40	3.40
	主桁 B	5.52	4.67	5.52	2.75	2.75	2.28	2.75	2.75
	主桁 C	0.30	0.30	0.30	0.78	0.78	0.71	0.78	0.78
	横桁	2.40	2.40	2.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
誤差 $\sum \text{Err}^2$						0.035	2.469	0.243	
スパン 2	主桁 A	5.52	4.67	5.52	2.25	2.25	2.44	2.40	2.40
	断面2次モーメント ($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	4.18	4.18	4.18	1.23	1.23	1.25	2.50	2.50
	主桁 B	5.52	4.67	5.52	2.86	2.86	2.35	3.05	3.05
	主桁 C	0.30	0.30	0.30	1.47	1.47	1.58	0.58	0.58
	横桁	2.40	2.40	2.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
誤差 $\sum \text{Err}^2$						0.110	0.001	0.010	
スパン 3	主桁 A	5.52	4.67	5.52	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	断面2次モーメント ($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	4.18	4.18	4.18	0.80	0.80	0.86	1.20	1.20
	主桁 B	5.52	4.67	5.52	1.63	1.63	1.49	1.63	1.63
	主桁 C	0.30	0.30	0.30	1.52	1.52	1.67	0.62	0.62
	横桁	2.40	2.40	2.40	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
誤差 $\sum \text{Err}^2$						0.241	0.403	0.611	

表4(b) 「中井橋」 S I 法による推定結果

	構造パラメータ	理論値				推定値			
		高欄有	高欄無	系変更	高欄無	高欄有	高欄無	系変更	高欄無
スパン 1	主桁 A	10.79	10.14	10.79	10.14	10.14	8.57	10.94	10.94
	断面2次モーメント ($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	7.17	7.17	7.17	13.17	13.17	9.80	13.27	13.27
	主桁 B	10.79	10.14	10.79	13.20	11.10	13.40	13.40	13.40
	主桁 C	1.63	1.63	1.63	0.65	1.35	0.76	0.76	0.76
	床版	2.40	2.40	2.40	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
誤差 $\sum \text{Err}^2$						0.191	0.196	0.236	
スパン 2	主桁 A	10.14	10.14	10.14	10.56	10.56	9.50	9.50	9.50
	断面2次モーメント ($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	7.17	7.17	5.95	9.00	9.00	5.67	5.67	5.67
	主桁 B	10.14	10.14	10.14	9.90	9.90	8.91	8.91	8.91
	主桁 C	1.63	1.63	1.63	1.03	1.03	0.86	0.86	0.86
	床版	2.40	2.40	2.40	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
誤差 $\sum \text{Err}^2$						0.236	0.036	0.036	
スパン 4	主桁 A	10.72	10.72	—	7.80	7.80	—	—	—
	断面2次モーメント ($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	7.09	7.09	—	1.62	1.62	—	—	—
	主桁 B	10.72	10.72	—	8.64	8.64	—	—	—
	主桁 C	1.28	1.28	—	3.42	3.42	—	—	—
	横桁	0.14	0.14	—	0.12	0.12	—	—	—
誤差 $\sum \text{Err}^2$						0.80	0.442	—	—

両耳桁で10%の剛性低下がみられ、橋梁全体として劣化が進行したといえる。最後に、スパン4に対する端部横桁による補強の影響に関しては、他のスパンに比べ床版の剛性が大きくなくなっている点、また、中桁の剛性低下が大きい点等があげられる。このように、振動特性の微妙な変化にS I法を適用することによって部分的な剛性の変化を定量的に明らかにすることが可能であるといえる。

5. 安全性評価

表5にS I法による構造パラメータの推定結果を基に算出した曲げ及びせん断破壊安全率[2]をそれぞれ示す。

表5(a) 「対田橋」破壊安全率（非破壊試験）

	主桁	γ_N	γ_N'	γ_s	
				L/4	3L/4
高欄有	A	4.63	4.63	7.63	6.48
	B	4.14	4.14	6.09	4.80
	C	2.76	2.76	4.89	3.97
スパン高欄有	A	5.79	5.79	9.73	7.89
	B	3.18	3.09	4.80	3.90
	C	3.11	3.11	5.53	4.39
スパン高欄無	A	6.24	6.11	11.00	8.71
	B	3.22	1.68	4.87	3.93
	C	3.60	3.60	6.66	5.10
1系変更	A	2.50	2.45	4.56	3.71
	B	7.87	6.17	10.30	7.14
	C	2.16	2.61	4.07	3.33
高欄有	A	2.35	2.35	4.36	3.55
	B	7.38	5.73	9.71	6.84
	C	2.41	2.41	4.50	3.64
スパン高欄無	A	3.65	3.50	6.98	5.24
	B	4.35	3.58	6.66	5.05
	C	2.97	2.95	5.73	4.42
2系変更	A	3.13	3.13	5.89	4.54
	B	7.09	5.62	9.52	6.70
	C	2.25	2.25	4.41	3.52
高欄有	A	3.21	3.21	6.12	4.68
	B	6.73	5.46	9.29	6.54
	C	2.46	2.46	4.81	3.79
スパン高欄無	A	4.55	4.37	9.39	6.50
	B	4.91	4.78	7.64	5.80
	C	2.91	2.91	5.97	4.48
3系変更	A	3.13	3.13	5.89	4.54
	B	7.09	5.62	9.52	6.70
	C	2.25	2.25	4.41	3.52
高欄有	A	3.21	3.21	6.12	4.68
	B	6.73	5.46	9.29	6.54
	C	2.46	2.46	4.81	3.79
スパン高欄無	A	4.55	4.37	9.39	6.50
	B	4.91	4.78	7.64	5.80
	C	2.91	2.91	5.97	4.48

γ_N : 曲げ破壊安全率

γ_N' : 有効幅を考慮した曲げ破壊安全率

γ_s : せん断破壊安全率

表5(b) 「中井橋」破壊安全率（非破壊試験）

	主桁	γ_N	γ_N'	γ_s	
				L/4	3L/4
高欄有	A	4.48	4.48	4.13	4.24
	B	5.53	5.53	0.52	5.64
	C	4.01	4.01	4.25	3.72
スパン高欄有	A	4.78	4.78	3.83	4.68
	B	6.05	6.05	0.78	6.57
	C	4.17	4.17	3.97	3.91
スパン高欄無	A	5.32	5.32	5.03	5.29
	B	5.49	5.49	0.41	5.71
	C	4.06	4.06	4.23	3.75
1系変更	A	4.36	4.36	3.90	4.10
	B	7.12	7.12	0.58	4.69
	C	4.99	4.99	3.31	4.98
高欄有	A	4.16	4.16	3.86	3.76
	B	7.63	7.63	1.52	3.30
	C	4.88	4.88	3.22	4.22
スパン高欄無	A	5.55	5.55	0.55	3.01
	B	27.15	23.12	10.80	12.70
	C	2.96	2.96	2.73	2.70
2系変更	A	4.36	4.36	3.90	4.10
	B	7.12	7.12	0.58	4.69
	C	4.99	4.99	3.31	4.98
高欄有	A	4.16	4.16	3.86	3.76
	B	7.63	7.63	1.52	3.30
	C	4.88	4.88	3.22	4.22
スパン高欄無	A	5.55	5.55	0.55	3.01
	B	27.15	23.12	10.80	12.70
	C	2.96	2.96	2.73	2.70
3系変更	A	4.36	4.36	3.90	4.10
	B	7.12	7.12	0.58	4.69
	C	4.99	4.99	3.31	4.98
高欄有	A	4.16	4.16	3.86	3.76
	B	7.63	7.63	1.52	3.30
	C	4.88	4.88	3.22	4.22
スパン高欄無	A	5.55	5.55	0.55	3.01
	B	27.15	23.12	10.80	12.70
	C	2.96	2.96	2.73	2.70

γ_N : 曲げ破壊安全率

γ_N' : 有効幅を考慮した曲げ破壊安全率

γ_s : せん断破壊安全率

「対田橋」に関しては、高欄除去による安全率の変化は小さく、高欄の橋梁に対する安全性への寄与は小さいといえる。また、ばね設置による中桁の補強については、両耳桁の安全率が大きくなっている。また、曲げ破壊剛性の大きい中桁の安全率が低下し、逆に、両耳桁の安全率が大きくなっている。また、全体に、曲げ破壊安全率がせん断破壊安全率よりも小さく、目視によるひびわれ状況と一致している。次に、「中井橋」に関しては、高欄除去による安全率の変化をみると、耳桁L/4点におけるせん断安全率を除き、高欄自重の影響で全体的に安全率が上がっているのはいるもののその割合が小さいといえる。また、耳桁へのばね設置の影響については、安全性にあまり大きくは影響してはいなかったといえる。また、耳桁の安全率についてはほとんど変化していないことか設置した主桁Aのみ安全率が大きく上がっているが、その他の主桁においてはほとんど変化していないことか。ら、「対田橋」同様、ばねによる局部的な補強は、橋梁全体の安全性を高める結果にはならないことになる。次に、主鉄筋切断の影響は、主鉄筋を切断した主桁B（3L/4点におけるせん断破壊安全率を除いて）において安全率の増加がみられる反面、両耳桁の安全率が小さくなっていることから、中桁のみの局部的な劣化が荷重分配に変化を生じさせたと考えられる。最後に、横桁による端部補強の影響については、S I法により

剛性が低く推定された主桁Bにおいて安全率がかなり大きくなってきていることから、横桁の増設によって、剛性の低い主桁への分配荷重が小さくなり結果的に安全率が大きくなったものと考えられる。また、ほとんどの試験ケースにおいてせん断破壊安全率が曲げ破壊安全率より小さくなっており、せん断に対する耐荷力が低下していると予想された目視の結果と一致している。また、「対田橋」におけるばねによる中桁の補強及び「中井橋」における中桁の鉄筋切断の結果から、中桁の剛性の変化が橋梁全体の安全性に与える影響はきわめて大きいものであると考えられる。

6. 破壊検証試験

前節までの評価結果を検証するために各主桁の破壊試験を実施した。

6.1 試験の概要

試験に先立ち、試験対象とする中桁を床版部で耳桁と縁切りし、単純支持のRC-T桁として図8に示すような載荷桁を用いて中央載荷を行い破壊に至らせた。載荷には電動ジャッキを用い両耳桁の自重で反力をとった。なお、X-Yレコーダに荷重～中央変位曲線出力させ、適当な荷重段階ごとに載荷～除荷を繰り返し（以下ステップ）、各ステップごとに重錘落下振動試験（重錘：300kg、落下高：30cm）を行ない、得られた振動特性にS I法を適用することによって、破壊過程における剛性の変化を調べた。主桁断面を図9に示す。

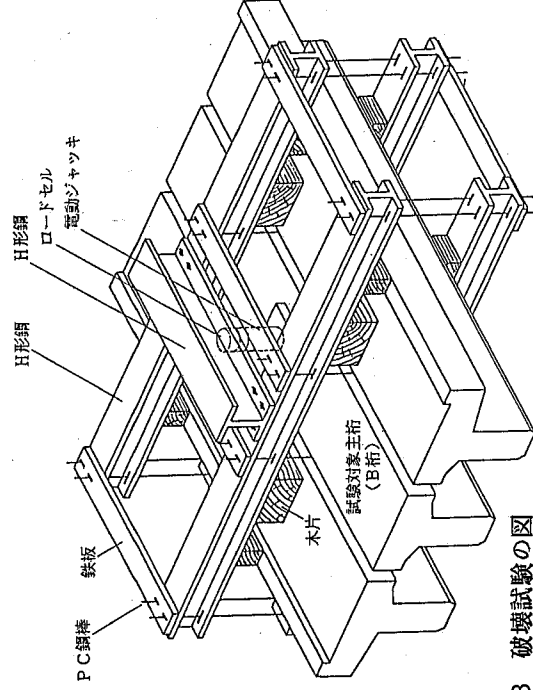


図8 破壊試験の図

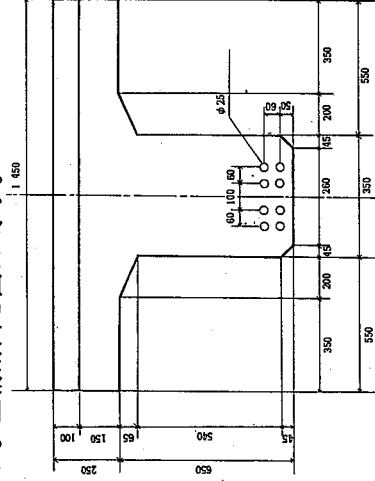


図9(a) 「対田橋」主桁断面図

ただし、「対田橋」スパン2についてはコンクリート舗装（舗装厚：10cm）の、また、「中井橋」スパン3についてはアスファルト舗装（舗装厚：23cm）の剛性及び耐荷力への影響を検討するため、無載荷の状態では重錘落下振動試験を行った後、舗装を除去した上で破壊試験を行った。

6.2 試験結果及び考察

表8に各スパンの破壊荷重をまとめて示す。ここで、曲げ破壊とはスパン中央たわみがスパン長の1/500に達した時点を、また、せん断破壊とはスターラップ降伏時と定義した。「対田橋」では、いずれのスパンも破壊形式は曲げ破壊で、せん断破壊は生じなかった。これに対し、「中井橋」ではいずれのスパンにおいてもせん断破壊が先行し、その後曲げ破壊に至ったが、スパン1については曲げ破壊に至らなかった。これらの破壊形式は、非破壊試験による安全性評価結果とほぼ一致している。また、舗装

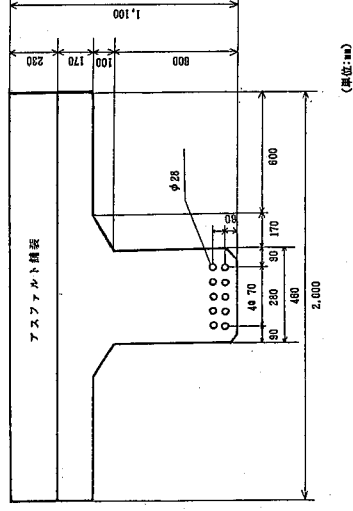


図9(b) 「中井橋」主桁断面図

表8(a) 「対田橋」破壊荷重

スパン	$\delta = L/500$ 時荷重 (tf)
1	22.3
2	27.3
3	37.3

の影響については、破壊荷重をみる限りでは明らかになっていない。

表6(b) 「中井橋」破壊荷重

スパン	$\delta = L/500$ 時荷重 (tf)	スタラップ降伏時荷重 (tf)
1	—	33.3
2	52.7	40.0
3	56.0	42.0

次に、これらの破壊荷重を基に曲げ及びせん断破壊安全率をそれぞれ算出した結果を表7に示す。これより、「中井橋」において、せん断破壊安全率の方が曲げ破壊安全率よりも低くなっており、破壊形式及び非破壊試験による安全性評価結果と一致している。しかし、両橋とも、破壊試験による破壊安全率を非破壊試験の結果と比較すると、両者の間でかなり大きな差があり、非破壊試験において荷重分配効果がかなり大きく影響していたものと考えられる。

表7(a) 「対田橋」破壊安全率

スパン	γ_M
1	2.93
2	3.64
3	4.85

また、表8に「対田橋」スパン2及び「中井橋」スパン3

における舗装除去前後の重錘落下振動試験結果にS I法を用いて求めた剛性の推定値をまとめて示す。これらの結果から、「対田橋」スパン2におけるコンクリート舗装及び「中井橋」スパン3におけるアスファルト舗装の剛性への寄与は、それぞれ約50%及び40%とかなり大きいものであったことがわかる。

表8 舗装除去による剛性の変化 ($\times 10^{11} \text{ kgfcm}^2$)

スパン	舗装除去前	舗装除去後
「対田橋」スパン2	2.56	1.23
「中井橋」スパン3	5.77	3.40

7. まとめ

本研究では、重錘落下振動（衝撃加振）法によって橋梁を振動させることにより得られる各種の振動特性にS I法を適用することによって安全性評価を行なうことを試みた。本研究で得られた主な結果を以下にまとめる。

- ① 床版、横桁等の橋軸直角方向の剛性は、1-1次及び1-2次の低次の振動に大きく影響をおよぼすものと考えられる。
- ② 高欄の有無による安全性評価結果から、本研究で対象とした簡単な高欄については、耳桁の剛性への寄与はあまり大きくないことが明らかとなった。
- ③ ばね設置による安全性評価結果から、局部的な補強は橋梁全体の効果的な補強にはならず、特に、中桁の剛性の変化が橋梁全体の安全性に及ぼす影響は大きいと考えられる。
- ④ 人工的に劣化を進行させた試験から、主桁一本に損傷が生じただけでも橋の荷重分配効果に変化し、橋梁全体として劣化が進行するといえる。
- ⑤ 横桁による補強は床版の剛性を上昇させ、横桁が設置されていない場合は床版にかなりの損傷があると考えられる。
- ⑥ コンクリート舗装の剛性への寄与は約50%、また、アスファルト舗装の剛性への寄与は約40%とかなり大きいものであった。
- ⑦ 振動試験により得られた振動特性にS I法を適用することによって、橋梁の損傷状態や破壊形式及び破壊に対する安全率を推定することが可能である。

参考文献：[1]西村、藤井、宮本、中村、大原：橋梁の損傷評価へのモーダル解析の適用に関する研究、第16回日本道路会議特設論文集、1985.10 [2]宮本、西村、堀、山本：コンクリート橋の安全性評価とその検証法の開発、コンクリート工学年次論文報告集第10巻、1988 [3]成岡、遠田：伝達マトリックス法、培風館、

③8 橋梁の振動挙動変化に基づく損傷評価

神戸大学工学部 宮本文徳
神戸大学工学部 森川英典
(株)栗本鐵工所 申田守可
神戸大学大学院 ○山本昌孝

1. はじめに

道路網の全国的な普及に伴い、その根幹である橋梁の経済的で効果的な維持・管理が望まれるようになってきている。このような橋梁の維持・管理の核となるのは、経年による劣化に対して、種々の調査を通じて、補修・補強へ至る過程で必要となる現状の的確な把握、すなわち、損傷位置とその程度の把握であると考ええる。

橋梁の損傷位置・程度を知る現行の方法としては、主に目視による点検に頼るところが大である。この目視による点検は、点検者に専門的な知識が要求されるばかりでなく、主観的な部分も多く不合理であることは否定できない事実である。従って、より合理的に橋梁を維持・管理していくためには、損傷の状況を客観的、定量的に評価していくことが必要である。言い換えれば、仮にこの評価法が確立されたとすれば、橋梁の維持・管理はより確実かつ簡易に行えるようになり、増えゆく橋梁の損傷にも十分対応していけるものになり得るであろう。今後は各種載荷試験結果などを含めた豊富なデータを背景に、合理的、定量的評価法を確立させる必要がある。橋梁における損傷の定量的評価法に関する従来の研究は、橋梁の中でも特に損傷発生率の高いR/C床版を対象にしたものが中心となっているが、本研究では対象をさらに橋梁の上部工全体にまで広げ、損傷の位置・程度と動的特性の健全時からの変化との関係をモデル計算及び模型桁実験を実施することにより把握し、その結果をもとに実橋から得られる動的特性のデータより橋梁の損傷を定量的に評価する方法を開発することを目的としている。本研究においては、橋梁の構造及び損傷を理想的な状態に仮定し、力学的挙動の変化を不明確にする要因をできるだけ排除するよう心掛けた。対象とした橋梁形式は標準的な単純支持の桁橋で、モデルは3主桁・3横桁とし、床版は桁に含むものとした。モデルに導入する損傷は、例えば鋼橋の腐食やコンクリート橋のひびわれなどの実橋で生じている一般的な損傷を桁の剛性低下に置き換えて考慮した。そして、まずモデル計算により損傷と動的特性の関係を明確にして損傷評価法の検討を行い、次いで模型桁実験によりこの評価法の有効性を検証した。

2. 橋梁損傷の現状

わが国の橋梁は約37%が昭和31年以前に架設されたものであり¹⁾、以後30数年の間に道路橋示方書も改訂されてきている。すなわち激増する交通量による荷重に対応しようとしているわけであるが、これらの荷重に旧示方書により架設された橋梁が耐え得るかどうかは重大な関心事であるとともに、既に発生している損傷については早急に把握する必要がある。また比較的新しい橋梁についても最近の交通量あるいは環境の変化によりその損傷が懸念されている。

2.1 コンクリート橋の損傷例

コンクリート橋における損傷は多くの場合ひびわれを伴って表れる。これらのひびわれによって漏水して鉄筋を腐食させたり、コンクリートの剝離などを引き起こす。ひびわれ

表-1 コンクリート橋における損傷の種類と要因²⁾

対象	区分	損傷の種類	損傷の要因	
			外的	内的
コンクリート	物理的	ひびわれ ・割壊・断面欠損 ・圧壊 ・凍害	・気象作用(凍結融解、乾燥、湿成変化、等) ・応力作用(過大荷重、繰返し荷重) ・すりへり作用 ・火災的作用	・使用材料(セメント、骨材、混和材料、水)の品質不良 ・コンクリートの品質不適当(強度、吸水性・透水性、熱的性質、空気量、含水状態、等) ・施工上の欠陥(豆版・空洞、かぶり厚不足、初期ひびわれ、等)
	化学的	・侵食・分解・変質 ・塩分の析出 ・硫酸塩化(アルカリ骨材反応、等)	・酸・塩基等の作用 ・有害ガス等の作用 ・電流的作用	
鋼筋 P/CN材	物理的	・陥伏 ・屈折 ・座屈	・応力作用(過大荷重、繰返し荷重) ・火災的作用	・鉄筋・P/C鋼材の品質不良(強度、屈伏点) ・設計施工上の欠陥(許容応力配、応力、かぶり厚等の不適当)
	化学的	・腐食	・空気、水的作用 ・酸・塩基、有害ガス等の作用 ・気象作用 ・電流的作用 ・高応力の作用	・鉄筋・P/C鋼材の品質不良(耐食性) ・コンクリートの品質不良(透水性、等) ・使用材料の不適当(細砂、CaCl ₂ 、等) ・施工上の欠陥(豆版、かぶり厚不足、初期ひびわれ、等)

の原因は過大な力がかかることによるもの他に、温度の影響、最近ではアルカリ骨材反応によるものも少なくない（表-1参照）。

損傷位置別に見ると、まず床版においては損傷例として様々なものがあり、荷重・設計・材料・施工条件にも左右されるが、主に荷重や温度応力によるひびわれ、最終段階でのコンクリートの抜け落ちなどがある。

また、床版コンクリート端部も構造的に弱く剥離などの損傷を起こしている。次に、桁の損傷としては、荷重によるひびわれの他には鉄筋のかぶり不足によるコンクリート片の剥離等が主なものであるが、最近多い例としてはPC桁におけるコンクリートの締固め不良やシースのかぶり不足による下フランジの空洞や、グラウトの膨張によって生じたシースに沿うひびわれなどの報告されている。また支承部においては移動余量の不足、アンカボルトの緩み、腐食、支承板の摩耗による損傷が発生している（図-1参照）。

2.2 鋼橋の損傷例

鋼橋の損傷の代表的なものとしては腐食が挙げられ、図-2に示すように撤去・架け替え理由の第1位を占めている。これは床版の打ち継目からの漏水等によるもので鋼桁の断面欠損を引き起こして耐荷力を低減させることになる。また、応力集中を受けやすい箇所（部材集合部等）においては溶接部の割れを生じるが、これは活荷重による過大な力の繰り返しで疲労することによるものである（図-3参照）。

損傷位置としては、桁においては主桁と横桁あるいは横構との取合溶接部や主桁の継手部における割れ、また腐食による断面欠損があり、支承部ではコンクリート橋と同様に発錆、ボルトの緩みなどの損傷が発生し、移動・回転不能といった機能障害が発生している。

2.3 まとめ

以上のように橋梁に生ずる損傷は多種多様であり、そのモデル化においてこれら全てを厳密に取り入れるのは困難である。本研究では種々の原因による損傷を各部材各位置での剛性低下及び支点の回転拘束として理想化したものについて種々の検討を行うものとする。

3. モデル計算および模型桁実験の概要

3.1 モデル計算

橋梁を後述する模型桁に対応させて、3主桁・3横桁の基本部材から成る単純支持桁とし、バネ～質点系（集中質点モデル）でモデル化し、損傷はバネの曲げ剛性及び支点での回転拘束バネでモデル化した。図-4に

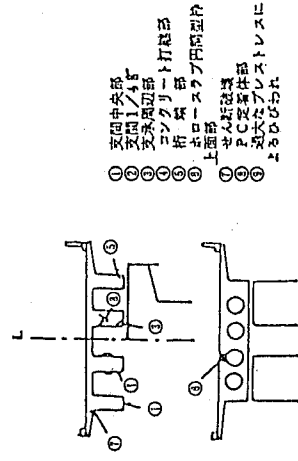
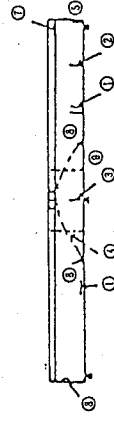


図-1 コンクリート橋上部工の損傷例 2)

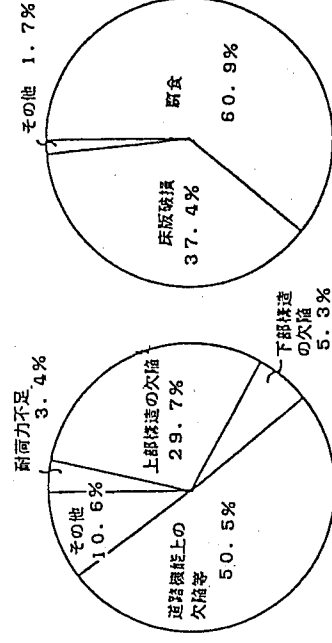


図-2 鋼橋の撤去・架け替え理由 3)

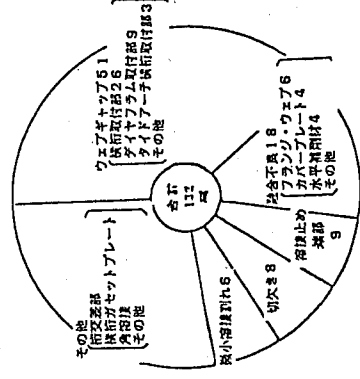


図-3 鋼橋の疲労破壊原因 4)

モデルの概要と仮定した損傷位置を、また、表-2には損傷の位置、導入方法および実橋で対応する種類をまとめて示す。

模型桁実験と並行して、解析モデルを用いた計算による振動特性の変化を確認し、実験結果との程度の一致が得られるかを調べ、今後、実橋へ適用する際の解析モデルの精度を検討した。また、模型実験では実施できなかった範囲の剛性低下の影響や支点の回転拘束の影響についても算出した。

次に解析手法であるが、固有振動数と振動モードの解析には伝達マトリックス法を採用し、個々の主桁と横桁を各々20質点、8質点に分割して集中質点モデルに置き換えて格子桁として解析を行った⁵⁾。

表-2 損傷位置、導入方法及び実橋で対応する損傷

損傷位置		導入方法	損傷の種類
主 桁	支間中央(L/2) (A2, B2, C2)	L/2点の断面2次 モーメントの減少	部材集合点における腐食。溶接部の 割れ。曲ひび割れ。
	支間L/4点(A1, A3, B1, B3, C1, C3)	L/4点の断面2次 モーメントの減少	部材集合点、継手部の腐食。溶接部 の割れ。ボルトの損傷。ひび割れ。

3.2 模型桁

図-5に今回作製した模型

桁の一般図を示す。模型桁は単純支持の3主桁と3横桁を基本部材とし、床版は桁に含めて考慮した。これにより、全体の剛性に比較して重量が軽くなり、固有振動数が実橋に比べて大きくなる傾向にあるため、主桁の剛性を小さくする必要が生じ、既製のH型鋼の中で最小のものを使用した。

横桁は表-3に示す実橋における主桁と横桁の剛性比と同程度となるように決め、それに適するT型鋼(主桁

に対する剛性比は横桁で14%、対傾構で7%)を選定した。損傷は、健全な桁の下フランジ幅が5cmであるのに対して、L/2、L/4点を中心にスパン長の15%(42cm)にわたって下フランジを削除した桁をあらかじめ用意しておき、これらの桁を組み合せに応じて交換することによって導入した。なお、断面減少による質量不足分は桁の剛性に影響しないように、適当な鉄筋を寸断して、剛性低下導入部の中立軸上に張り付け

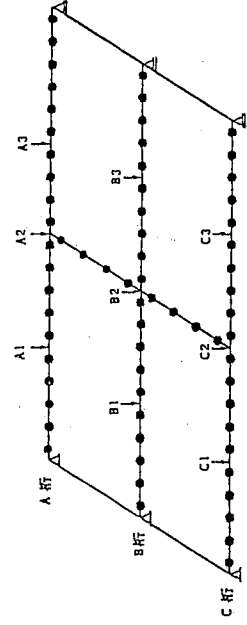
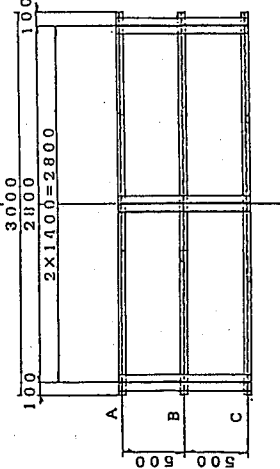
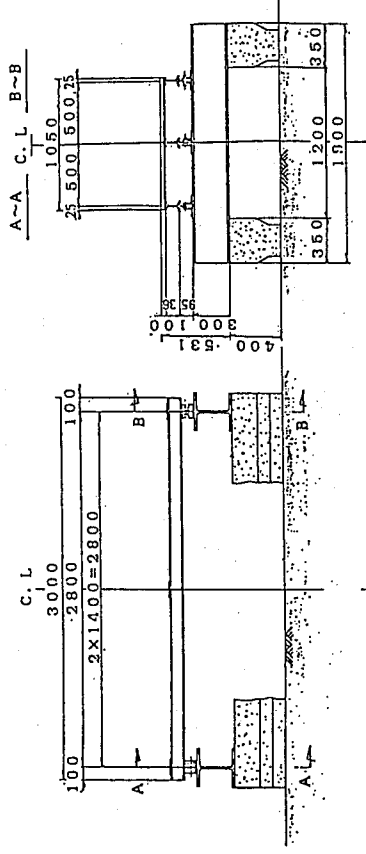


図-4 モデルの概要及び仮定した損傷位置



- ・単位:mm
- ・主桁は100×50(mm)の既製H形鋼(SS41を使用)
- ・主桁と横桁の結合はM8(TT)のボルトを使用

図-5 模型桁の一般図

表-3 実橋における主桁と横桁の剛性比⁶⁾

形式	桁数	傾構数	形式	スパン×幅員(m)	I_q/I_s
合成桁	3	2	横桁	19.5×9	0.243
〃	3	1	〃	15×6	0.214
〃	3	2	〃	19.5×9	0.210
〃	4	3	斜傾構	21×6	0.060
〃	4	5	〃	36×9.5	0.030
〃	3	5	〃	25×6	0.110
非合成	5	6	〃	24×7.5	0.086

※ I_q, I_s : 横壁及び主桁の断面二次モーメント

ることにより、桁の質量は健全時と常に同じになる様にした。

3.3 模型桁実験

模型桁実験での測点及び衝撃入力位置を図-6に示す。試験は衝撃用ハンマーにより同図に示す4ヶ所の位置でそれぞれ20回ずつ単一衝撃加振を行い、9測点で加速度、変位、ひずみを計測した。載荷位置は2次振動やねじれ振動を生じさせるように設定した。今回取り扱った典型的な損傷は、図-6に示すように発生しやすいと思われる部材の集合点、継手の位置を想定し、各桁の支間中央(L/2点)及び支間L/4点(図中のA1~C3)の計9ヶ所については、導入している。損傷の種類としては、鋼橋における腐食・割れ、継手の緩み等、コンクリート橋におけるひび割れ、強度低下に伴うヤング係数の低下等を考慮し、損傷を曲げ剛性(EI)低下という理想的な形で導入した。

以上の損傷を導入した桁の組み合わせを含む実験内容を表-4にまとめる。すなわち、損傷位置A1、A2、B1、B2点において損傷(剛性低下率)が6%、10%、15%の3段階に分けた場合の損傷の進行に伴う力学的挙動の変化を説明するための実験と、各損傷が複合組合わさった場合に挙動変化へ与える影響を把握するため、2~3ヶ所と同時に損傷を導入した実験を行った。なお、固有振動数、固有モード等の動的諸量の算出は、加速度の計測結果を用いてモーダル解析により行った⁷⁾。

4. モデル計算による損傷の振動挙動に及ぼす影響の説明

4.1 固有振動数

梁のn次の固有振動数は一般に次式で表される⁸⁾。

$$f_n = \frac{a_n}{2\pi} \sqrt{\frac{EI g}{w A g^4}} \quad (1)$$

ここに、 f_n : n 次の固有振動数、 w : 単位体積重量、 A : 断面積、 g : スパン長、 a_n : 支持条件及び振動次数による定数。

式(1)から、実橋において経時変化するパラメータは、今回採用した損傷に対して重量(wA)は変化しないとするれば、曲げ剛性(EI)及び支点の損傷による支持条件の変化の影響を受けるものと考えられる。

まず、一本の桁について剛性低下と振動数の変化との関係を明らかに

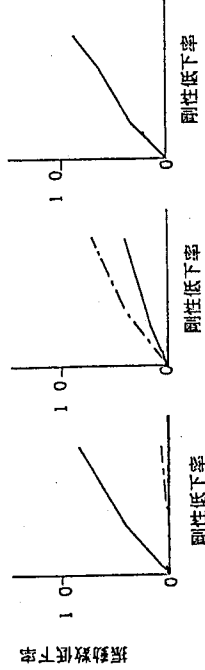


図-7 一本の梁における損傷位置と振動数の変化との関係
(a) L/2点剛性低下 (b) L/4点剛性低下 (c) 全長にわたる剛性低下

かにする。主桁全長にわたる剛性低下と桁の $L/4$ 点、 $L/2$ 点を中心とした部分的な剛性低下の場合の1次と2次の固有振動数について、図-7に結果を示す。これによると、桁の全長にわたって剛性が低下した場合には、1次、2次の固有振動数は同様の低下傾向を示すが、部分的剛性低下の場合、剛性低下部がモードの腹となる次数の固有振動数の低下は大きく、節となる次数ではわずかに影響を受けていないことがわかる。次いで、格子桁について、外

桁（A桁）、中桁（B桁）の支点付近から桁中央まで順次部分的な剛性低下を導入した場合の損傷位置と各次の固有振動数の変化率との関係を図-8に示す。また、図-9には、今回扱った振動次数と振動モードを示している。これより、格子桁についても、損傷程度は同じでも損傷の発生位置が振動モードの腹か、節かによって各次の固有振動数に与える影響が異なることがわかる。次に、各損傷位置における損傷程度と、固有振動数の変化率との関係を考察する。図-10には、外桁の $L/4$ 点（A1）点に損傷が発生した場合の各次の振動数に及ぼす剛性低下の影響を示

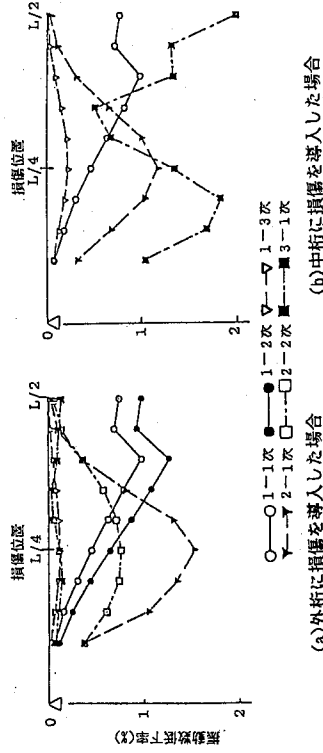


図-8 損傷位置による各次の振動数の変化率へ与える影響度

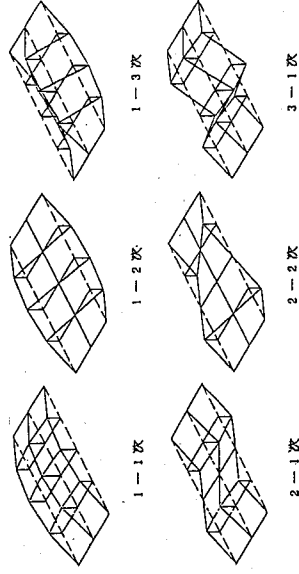


図-9 振動次数と振動モード

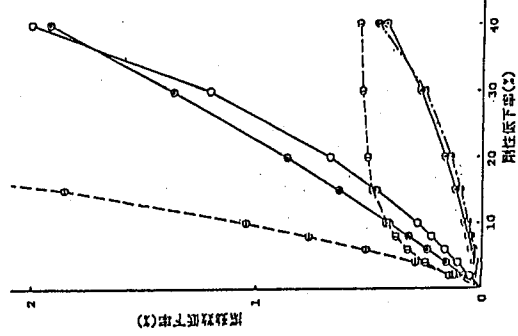


図-10 損傷位置A1における剛性低下率と振動数の変化率との関係

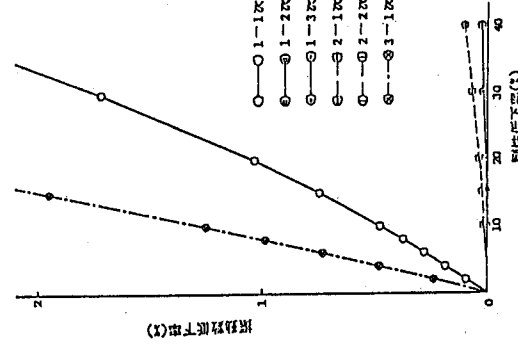


図-11 損傷位置B2における剛性低下率と振動数の変化率との関係

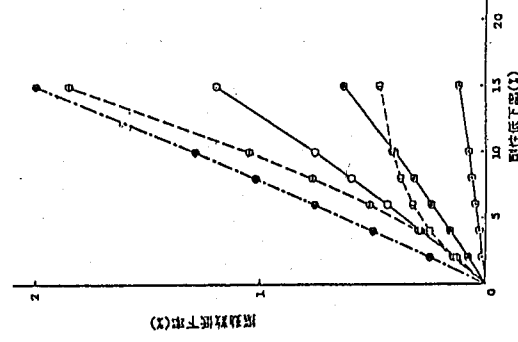


図-12 損傷位置A1、B2に同程度の剛性低下を導入した場合の振動数の変化率

している。損傷位置A1は、今回考慮したすべての振動次数についてモードの節になることがないので、いずれの次数の固有振動数も変化しているが、中でもモードの腹となる1-2、2-1次の固有振動数が大きく変化している。また、剛性低下率が大きくなるにつれて、変化率(2-2次は除く)の勾配は急激になるが、損傷が比較的初期の段階といえる剛性低下率15~20%程度までは、剛性低下率と固有振動数の変化率との間にはほぼ線形関係が成り立つことがわかる。また、図-11には、中桁L/2(B2)点に損傷を導入した場合の同様の関係を示すが、これ両者の間にはほぼ線形関係が成り立つことがわかる。しかし、損傷位置B2の場合、2次の振動モードの節となるため、1-2次、2-1次の固有振動数がほとんど変化していない。これに対し、図-12は、損傷(剛性低下率)が小さい範囲において、損傷位置A1、B2同時に同程度の剛性低下を導入した場合について示したが、ここでも両者の間に線形関係が認められ、しかも、2つの損傷をそれぞれ単独で導入した場合の結果を重ね合わせた傾向にあることがわかる。その他の場合でも、剛性低下率が小さい場合、表-5に示すように2-1次の固有振動数には多少の差が生じるものの、複数の損傷を同時に導入した場合には、各々の損傷を単独で導入した場合の固有振動数の変化率の重ね合わせが成り立つことが明らかとなった。

表-5 複数の損傷が発生した場合の振動数の変化率の重ね合わせ

振動数の変化率(%)	振動次数					
	1-1	1-2	1-3	2-1	3-1	
$\frac{\Delta F[A1(2)] + \Delta F[B2(10)] + \Delta F[C3(6)]}{\Delta F[A1(2) + B2(10) + C3(6)]}$	0.22	0.11	0.06	0.90	3.82	
	0.22	0.11	0.06	1.05	3.85	
$\frac{\Delta F[A1(2)] + \Delta F[A3(6)] + \Delta F[B2(10)]}{\Delta F[A1(2) + A3(6) + B2(10)]}$	0.22	0.11	0.06	1.21	3.82	
	0.22	0.11	0.06	1.05	3.85	

注) 上段; 各損傷による変化の重ね合わせ、下段; 複数損傷の発生した場合

4.2 振動モード(振幅)

振動モードは各次数について求められ、その中で1-1次の振動モードのみ注目して、測点B2における振幅を1.0とする基準振動形により、各損傷時の変化を求めた。図-13(a)には、A桁に部分的損傷(剛性低下率10%)を導入した場合の振動モードの変化の様子を示しているが、損傷を導入した場所を中心として全体に変化を及ぼす様子が敏感に現れており、以下のことから明らかである。

- ① 損傷導入桁で振幅が増幅し、もう一方の外桁では減少する。
- ② L/2点に損傷を導入した方が、L/4点の場合より振幅に与える影響は大きい。
- ③ 外桁に損傷を導入しても、中桁の振幅には影響を及ぼさない。

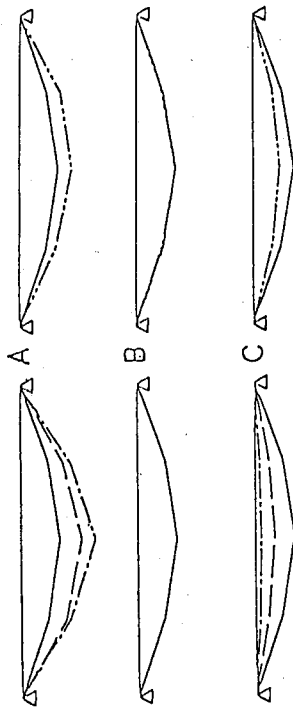
なお、中桁に損傷を導入した場合、振幅の変化は非常に鈍感であった。

一方、図-13(b)には、複数の損傷(A1, C1, C3; 6%; A3; 15%; B2; 10%の剛性低下)を同時に導入した場合の振幅の変化の概略を示す。これより、複数の損傷が同時に発生した場合について以下ことが言える。

- ① それぞれ一本の桁について、健全、L/2点に損傷あるいはL/4点と3L/4点に同程度の損傷が発生していれば振動モードは対称形になる。
- ② それぞれ一本の桁について、L/4点と3L/4点で程度の異なる損傷が発生していれば、振動モードにおいて、より大きな損傷が発生している測点の振幅がより大きくなる。
- ③ A桁とC桁を比べて、損傷のより大きな桁の振幅は増加し、他方では減少する。

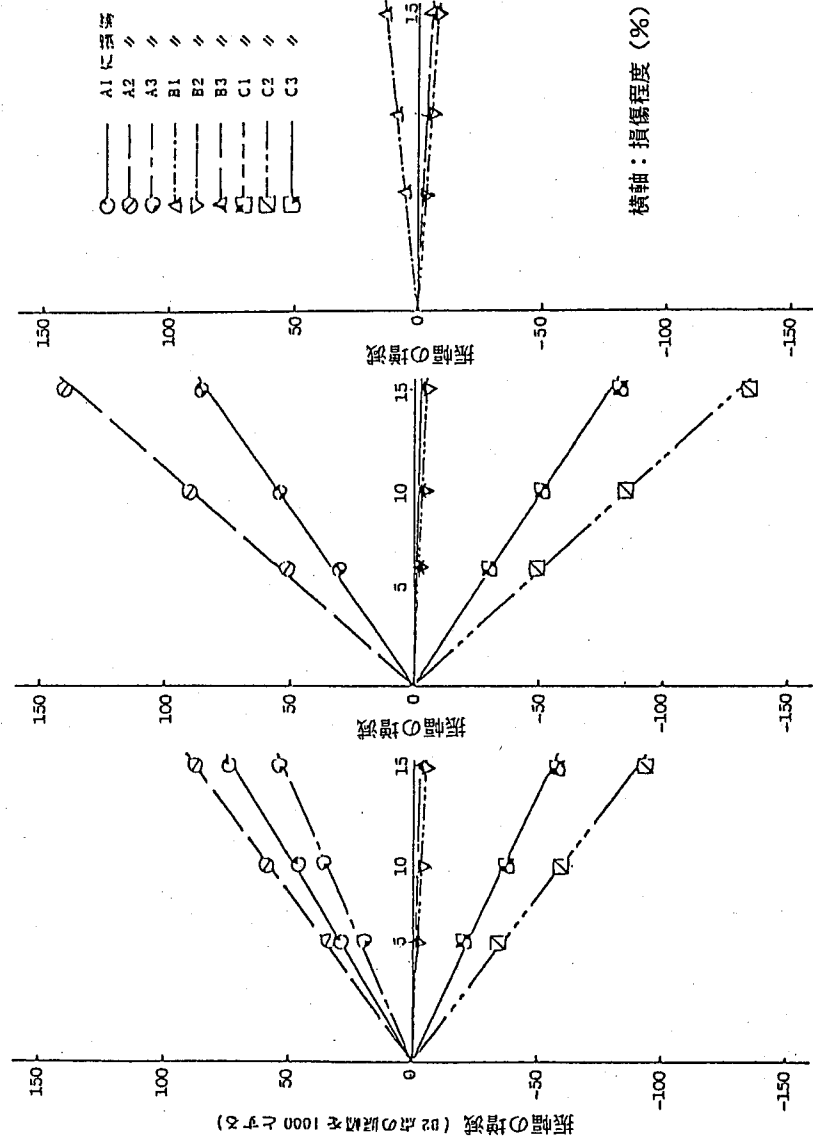
モデルによる解析結果から以上のことが明らかとなったが、これらは定性的変化でしかない。そこで、各測点における振幅の増減量に着目した定量的扱いについて検討を行った。今回損傷位置に採用した9測点各

図-13 振動モード(振幅) ——— 健全時 ——— A1(10) ——— A2(10) ——— 複数の損傷



(a) A桁に単一の損傷を導入した場合 (b) 複数の損傷を同時に導入した場合
図-13 部分的損傷を導入した場合の振動モード(振幅)の変化

々の部分的損傷が、他の測点の振幅にどのような影響を与えるのかを見るため、横軸に各損傷における損傷程度を、縦軸に測点A1、A2、B2のそれぞれにおける振幅の健全時からの増減をとって図-14に示す。これより、同程度の損傷であっても損傷位置の違いにより各測点における振幅の増減に与える影響が異なることが明らかとなり、さらに、損傷程度が比較的小さいときには、各損傷位置における損傷程度とその損傷が各



(a)測点A1

(b)測点A2

(c)測点B1

図-14 各損傷位置に剛性低下を導入した場合の各測点における振幅の増減

測点の振幅に与える増減との間には、ほぼ線形関係が成り立つことも判る。

次に、複数の損傷を同時に導入した場合について、各測点における振幅の増減について検討した。表-6は、複数の損傷が同時に発生した場合に対して、振幅の重ね合わせが可能であることを示すものとなっている。

表-6 複数の損傷が発生した場合の振幅の増減の重ね合わせの検討結果

振幅比の増減	測点	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
$A1(2)+A3(6)+C2(10)$ $[A1(2)+A3(6)+C3(10)]$		-0.032 -0.032	-0.045 -0.045	-0.027 -0.026	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.030 0.029	0.050 0.049	0.030 0.029
$A1(2)+B2(10)+C3(6)$ $[A1(2)+B2(10)+C3(6)]$		-0.015 -0.014	-0.024 -0.022	-0.017 -0.016	-0.005 -0.005	0.000 0.000	-0.005 -0.005	0.010 0.010	0.018 0.017	0.018 0.017

注) 上段は各損傷による変化を重ね合わせた値で、下段は複数の損傷が同時に発生した場合の値を示す。

5. 振動挙動変化に基づく損傷評価法の検証

5.1 固有振動数

4.1節で得られた結果に基づき、表-7に損傷位置別の各次振動数に与える影響について示す。

表-7 損傷位置別の各次振動数に与える影響

損傷位置	次数	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	3-1
外	A 1	○	○	△	○	○	△
	A 2	○	○	×	×	×	△
中	B 1	○	×	○	○	×	○
桁	B 2	○	×	×	×	×	○

○:よく変化する。△:わずかに変化する。×:変化しない。(記号は表-8参照)

これより以下の方が明らかとなる。

①1-1次の振動数は、損傷位置にかかわらずよく変化する。従って、橋梁に損傷が発生しているか否かの判定には有効なパラメーターであるが、損傷位置までは推定できない。

②1-2次の振動数は、外桁に損傷が発生した場合にはよく変化し、中桁に発生した場合には、変化しない。従って、外桁に損傷が発生しているか否かの判定に有効なパラメーターである。

③2-1次の振動数は、各桁のL/4点付近に損傷が発生すれば大きく変化するが、L/2点付近に損傷が発生してもほとんど変化しない。従って、桁のL/4点付近に損傷が発生しているか否かの判定に有効なパラメーターである。

④2-2次の振動数は、外桁のL/4点付近に発生した場合にのみ変化する。従って、外桁のL/4点付近に損傷が発生しているか否かの判定に有効であると共に、損傷程度と2-2次の振動数の変化率との関係を高次回帰した次式により、損傷程度が10%程度までであれば、直ちに、外桁のL/4点付近に発生した損傷程度まで推定可能である。

$$DI = 11.84 \times (\Delta f_{2-2})^2 - 0.19 \times \Delta f_{2-2} + 1.25$$

(2)

ここで、DIはA1、A3、C1、C3に同時に損傷の発生した場合の損傷程度を表している(表-8参照)。

表-8 本節以降における記号の説明一覧

A1~C3	損傷位置、測点	DI(%)	DA1+DA3+DC1+DC3
DA1~DC3	A1~C3における剛性低下率(%)	DII(%)	DA2+DC2
Δf_{1-J}	I-J次の振動数の変化率(%)	DIII(%)	DB1+DB3
Δm_k	測点Kにおける振幅の増減量	DIV(%)	DB2

これらの情報に、3-1次の振動数の変化率をも考慮して分岐を作成すれば、図-15に示すような損傷位置を推定するフローができ、各次の振動数の変化率を知ることにより、最終的に⑨~⑪の損傷位置評価が可能となる。同図のフローに従えば、損傷位置を推定することは可能となったが、損傷の程度までは推定できない。以下に、損傷程度の推定方法を検討する。

フローに従った結果、⑨、⑩、⑪の様に損傷位置が一箇所であると評価できた場合、図-10、11に示した様な各損傷位置における損傷程度と振動数の変化率との関係を利用して、種々の振動数の変化率を代入することにより、その損傷程度を推定することができる。

次に、フローに従った結果が⑨、⑩の様に、複数の損傷が同時に発生しているという評価を得た場合にについて検討をする。まず、各次の振動数に与える影響が最大となる損傷位置にそれぞれ1.00を与え、その位置に損傷位置が発生した場合の振動数の変化率に対する各損傷位置における振動数の変化率の割合を影響度と定義し、表-9にまとめる。この影響度は、損傷程度が15%までは一定と見なせる。各損傷位置における損傷程度(D)と、同表より得られる影響度(R)を乗じた値、RDは、損傷位置と損傷程度を含んだパラメーターと

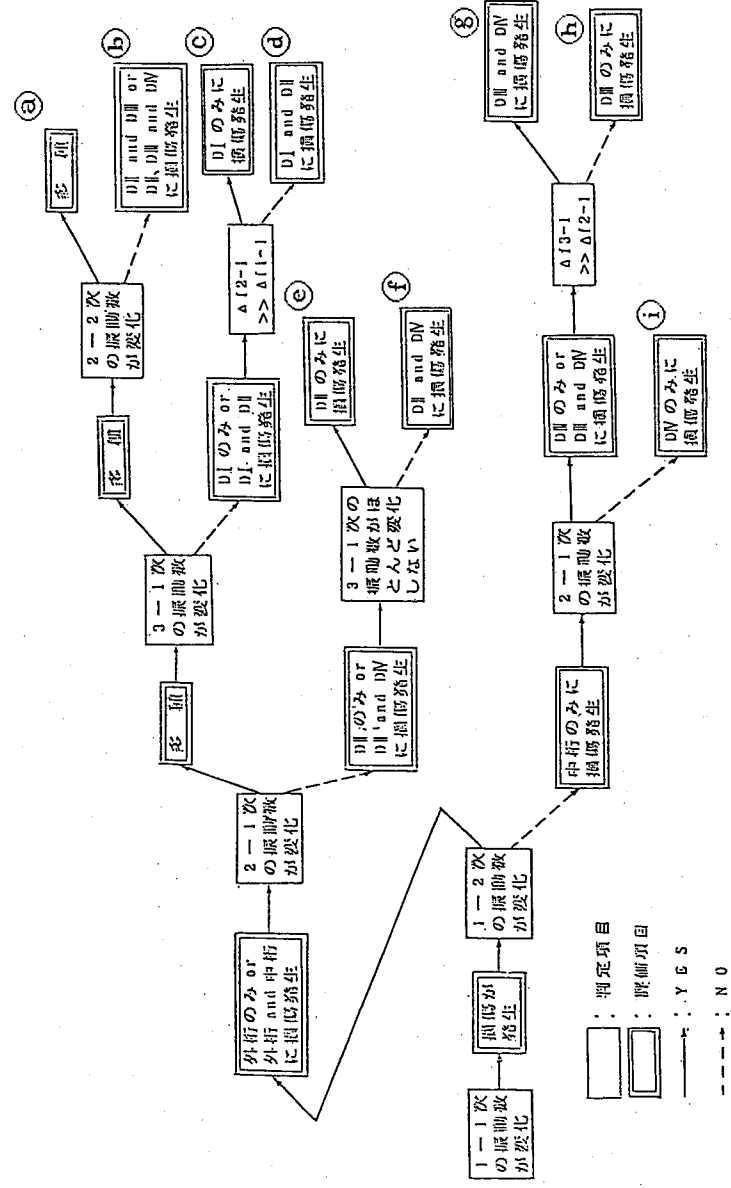


図-15 固有振動数の変化に基づく損傷位置評価フロー (記号: 表-8 参照)

なり、RDを全体における損傷程度と定義する。先に述べたように、損傷程度と固有振動数の間には線形関係が成り立つということから

$$\Sigma R_k D_k = a \times \Delta f_{1-J}$$

ここに、k: 損傷位置番号、I-J: 振動次数、a: 定数の関係が成り立つ。

(3)

表-9 振動数の変化率に及ぼす損傷位置の影響度(R)

損傷位置	次数	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	3-1
A1		0.46	0.51	0.53	1.00	1.00	0.06
A2		0.76	0.77	0.02	0.02	0.04	0.07
B1		0.48	0.00	1.00	0.76	0.00	0.68
B2		0.78	0.00	0.03	0.02	0.00	1.00

式(3)を、各次の振動数について解き、損傷程度について推定する。例えば、1-1、1-2、1-3、3-1次の振動数に着目すれば次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} 16.08 \Delta f_{1-1} \\ 12.57 \Delta f_{1-2} \\ 74.00 \Delta f_{1-3} \\ 8.07 \Delta f_{3-1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.46 & 0.76 & 0.48 & 0.78 \\ 0.51 & 0.77 & 0.00 & 0.00 \\ 0.53 & 0.02 & 1.00 & 0.03 \\ 0.06 & 0.07 & 0.68 & 1.00 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} DI \\ DII \\ DIII \\ DIV \end{Bmatrix} \quad (4)$$

式(4)をS.I.法(System Identification Method)を応用して繰り返し計算で解けば、DI~DIVの損傷程度が推定できる。同式を解けば、損傷の発生していない位置はD=0となり、損傷位置と程度を同時に推定できる。しかし、繰り返し計算を迅速に行うため、図-15のフローに従い、予め損傷位置を限定したり、式(2)によりDIを限定しておくのがよい。

5.2 振幅

振幅を損傷度評価に取り入れられるため、ここでは、各測点における振幅の増減に着目してその有効性を検討する。4.2節の結果に基づき、各損傷位置における損傷程度と各測点の振幅の増減との関係を線形回歸し、重ね合わせると測点B1、B3における振幅の増減は、次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta mB1 \\ \Delta mB3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.9 & -0.5 & -0.3 \\ -0.3 & -0.5 & 0.9 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} DB1 \\ DB2 \\ DB3 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

得られた測点B1、B3における振幅の増減を式(5)に代入し、S.I.法を応用してこれを解けば、DB1~DB3を推定することができる。また、測点A1~A3、C1~C3における振幅の増減は次式で表せる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta mA1 \\ \Delta mA2 \\ \Delta mA3 \\ \Delta mC1 \\ \Delta mC2 \\ \Delta mC3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 4.6 & 5.7 & 3.5 & -3.7 & -5.6 & -3.7 & -0.1 & -0.3 & -0.1 \\ 5.4 & 8.9 & 5.4 & -5.1 & -8.4 & -5.1 & -0.2 & -0.3 & -0.2 \\ 3.5 & 5.7 & 4.6 & -3.7 & -5.6 & -3.7 & -0.1 & -0.3 & -0.1 \\ -3.7 & -5.6 & -3.7 & 4.6 & 5.7 & 3.5 & -0.1 & -0.3 & -0.1 \\ -5.1 & -8.4 & -5.1 & 5.4 & 8.9 & 5.4 & -0.2 & -0.3 & -0.2 \\ -3.7 & -5.6 & -3.7 & 3.5 & 5.7 & 4.6 & -0.1 & -0.3 & -0.1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} DA1 \\ DA2 \\ DA3 \\ DB1 \\ DB2 \\ DB3 \\ DC1 \\ DC2 \\ DC3 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

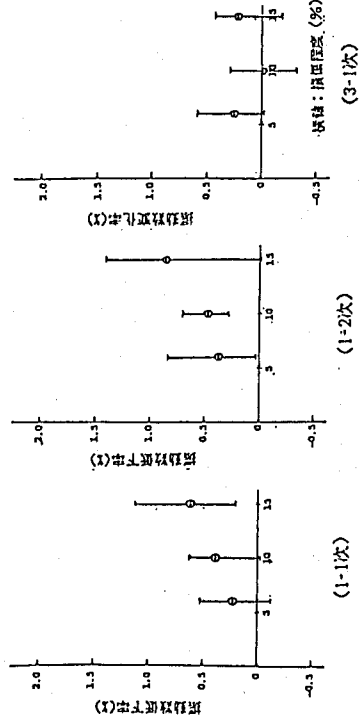
式(6)を解くことによって、DA1~DC3が推定できる。

このように式(5)、(6)より、仮定した損傷位置計9ヶ所における損傷位置とその程度を同時に推定できることになる。

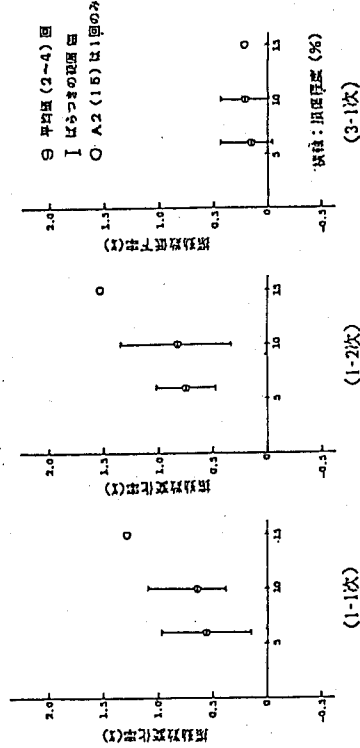
6. 模型桁実験に基づく損傷度評価法の有効性の検証

6.1 固有振動数

損傷位置A1、A2に、損傷を段階的に導入した場合に得られる固有振動数の変化率を図-16に示す。損傷位置A2に15%の損傷を導入した場合には1回の実験しか実施していないが、その他のケースについては2~4回の実験を繰り返し実施している(表-4参照)。この図からも明らかのように、実験結果にはかなりのばらつきがあるが、平均値を取るとかなり良い傾向を示している。図-17は、損傷位置A2に剛性低下を導入した場合の2-1次の固有振動数の変化率を示したものである。モデル計算によると、損傷位置A2に損傷が発生した場合、振動モードの節となる2-1次の振動数は余り変化しないはずであるが、図-17に示す限りでは変化が大きく、また、ばらつきも大きい。このように今回の実験においては、計算では変化しないはずの固有振動数が大きく変化している。この原因には様々なものが考えられるが、最大の原因としては、損傷や位置を変化させる毎に桁を交換し、その際に桁の支持条件に変化が起ったためと思われる。そこで、桁を取り替えないで損傷を導入する実験を実施した。今回の模型桁は、主桁と横桁を4本のボルトで結合し、これを一本ずつ抜き取ることによって損傷を導入した。実験結果は、図-18に示す通りであるが、計算結果とほぼ同様の傾向を示し、2-1次の固有振動数をはきり捉えることができた。5.で検討した評価法によると、ボルト3本を抜き取った段階で約4%の剛性低下が発生していると言値できる(表-10参照)。さらに、各次の固有振動数の変化の相对比较を行い、図-15に示す損傷位置評価フローに従うと損傷箇所は一箇所であると



(a) 損傷位置 A 1 に損傷を導入した場合の振動数の変化率



(b) 損傷位置 A 2 に損傷を導入した場合の振動数の変化率

図-16 損傷の進行に伴う振動数の変化率

評価でき、図-11に示した1-1次の固有振動数の変化率と損傷程度との関係により、損傷程度を評価できる。評価結果を表-10に併せて示す。

以上より、前節で得た損傷度評価法の検証を実施する。損傷を単独で導入した場合については、平均値データとして損傷度評価を行った。その結果を表-11に示す。これより、固有振動数による損傷度評価法(式(4))が有効なと思われる。

次に、複数の損傷を同時に導入した場合について検証するが、これらのケースについては、それぞれ一回しか実験を行っておらず、得られたデータをそのまま用いて損傷度評価を行った。結果

図-17 損傷位置 A 2 に損傷を導入した場合の2-1次の振動数の変化

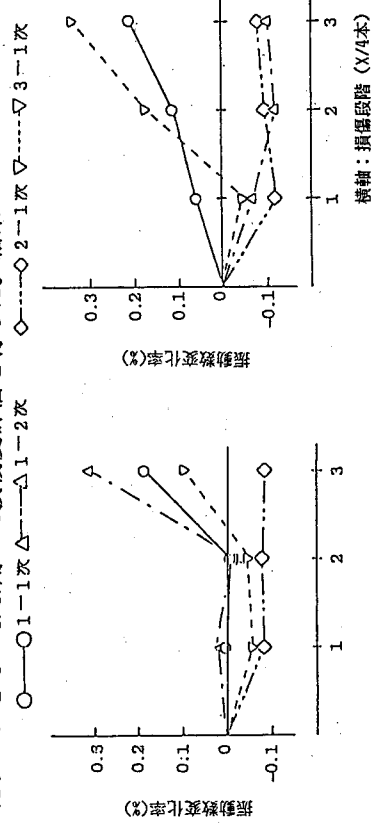


図-18 ボルトを抜き取って損傷を導入した場合の固有振動数の変化

を表-12に示すが、今回の実験結果は全体的に計算結果よりも大きな変化を示しているため、若干、厳しい評価になっているもの、良い傾向を示していると思われる。表中、下段の実験式とは、実験結果に基づいて作成した評価法による評価結果を示したものであるが、若干、精度は高いものの、計算結果から得られた評価法でも、ある程度の損傷度評価は可能であると考ええる。

表-10 ボルト3本を抜き取った時の損傷度評価結果

損傷位置 (程度 x / 4本)	D I	D II	D III	D IV
A2(3)理論式 実験式	- 0.0 0.0	損傷 4.0 3.9	- 0.0 0.0	- 0.0 0.0
C3(10)理論式 実験式	- 0.0 0.0	- 0.0 0.0	- 0.0 0.0	損傷 4.0 4.3

表-11 実験データに基づく評価結果

損傷位置 (損傷程度%)	D I	D II	D III	D IV
A1(10)理論式 実験式	10.0 12.3	0.0 1.6	0.0 0.0	0.0 0.0
A2(10)理論式 実験式	0.0 1.7	10.0 13.0	0.0 1.6	0.0 0.0

表-12 損傷が組み合わさった場合の評価結果

損傷位置 (損傷程度%)	D I	D II	D III	D IV
A1(15)+C3(10) 理論式 実験式	25.0 28.0 21.8	0.0 4.0 4.0	0.0 0.0 0.0	0.0 0.0 0.0
A2(10)+C1(15) 理論式 実験式	15.0 27.0 23.5	10.0 17.2 9.0	0.0 0.8 0.0	0.0 0.4 0.5
A1(10)+A3(10)+B2(15) 理論式 実験式	20.0 28.8 25.5	0.0 4.8 2.1	0.0 2.7 0.4	15.0 30.0 22.8

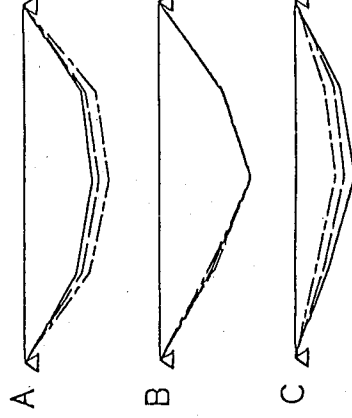
6.2 振幅

図-19に損傷位置A1、A2点に損傷(10%低下)を単独で導入した場合に実験で得られた振動モード(測点B2の振幅を1.0とした基準振動形)を示す。これより、損傷位置を中心に振幅が増加し、反対の外桁で減少する傾向が見られ、また、外桁に損傷が発生しても中桁の振幅には影響を及ぼさないことも良く判る。図-20には、各損傷位置に段階的に損傷を導入した場合の測点A1、A2、B1における振幅の増減を示している。結果は計算結果図-14と比較して、若干、大きめの値を示しているものの、よい傾向を示していると思われる。

振幅については、単独の損傷の挙動は比較的精度良く捉えることができたのに対して、複数損傷の場合は、単独な場合の結果の重ね合わせにはならず、多少、少な目の値を示した。

実験により得られたデータを基に、5.で示した振幅による評価法を用いて損傷度評価を行った。評価結果を表-13に示す。損傷を単独で導入した場合、計算結果に基づいた評価法による評価は厳しいものとなっており、逆に、複数の損傷を同時に導入した場合の評価結果は控えめなものになっている。また、損傷位置を中

—— 監会院 —— A1(10) —— A2(10)



心にその付近の測点にも損傷が発生しているという評価となっているが、損傷の概要を推定することは可能であると思われる。

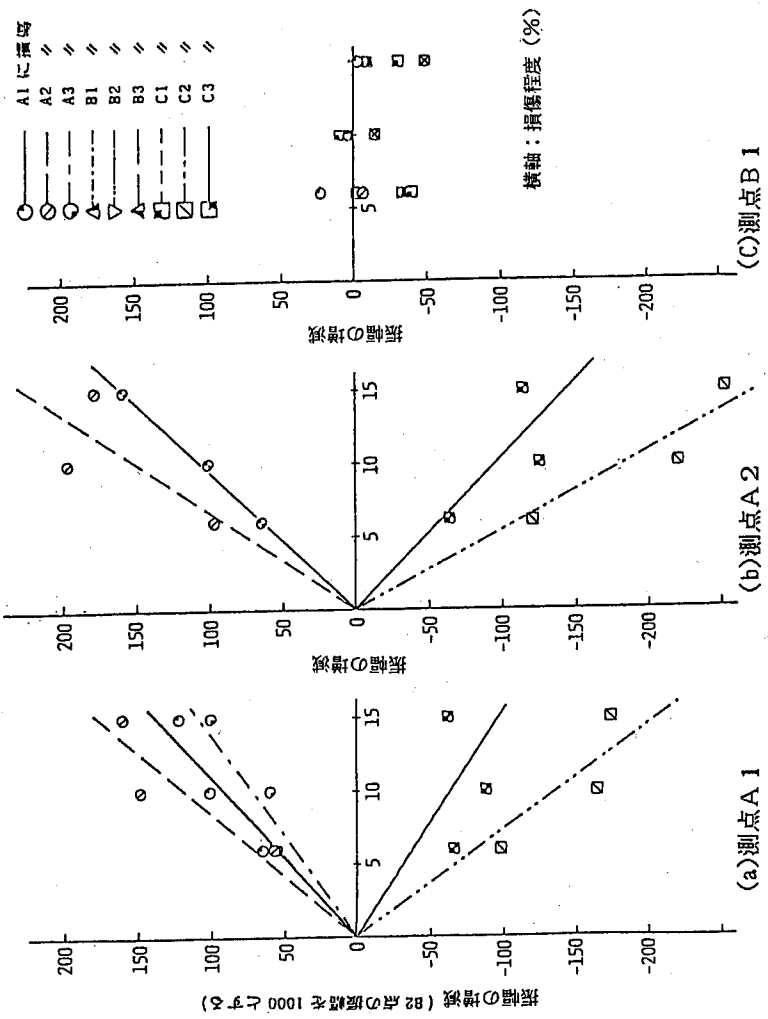


図-20 実験より得られた損傷位置と各測点における振幅の増減との関係

(記号：図3-3参照)

表-18 振幅に基づく評価結果

損傷位置	DA1	DA2	DA3	DC1	DC2	DC3
A2(15) 理論式 実験式	0 5.8 0.0	15 18.9 15.0	0 6.5 2.0	0 0.0 0.0	0 0.0 2.7	0 0.0 0.0
C3(10) 理論式 実験式	0 1.3 0.0	0 0.0 1.3	0 0.0 0.0	0 0.0 2.0	0 4.0 4.0	10 21.0 7.3
A1(10)+A2(10) 理論式 実験式	10 7.6 6.0	10 6.0 6.0	0 1.9 0.0	0 0.0 0.0	0 2.0 2.0	0 0.0 3.3

注：() 内の数字は部分的剛性低下率 (%) を表す。

7. 結論および今後の検討課題

7.1 結論

本研究で得られた結論を以下にまとめる。

- ① 損傷位置の違いによって、振動挙動の健全時からの変化にはそれぞれ特徴が現れる。
- ② 各部の損傷程度が比較的小さい場合、各損傷位置における損傷程度と、各次の固有振動数の変化率および各測点における振幅などの振動挙動の変化との間には、ほぼ線形関係がみられ、また、複数の損傷が同時に発生した場合には、振動挙動の変化率あるいは変化量は重ね合わせが可能である。
- ③ 各次の固有振動数の変化を中心とした損傷位置評価は、IF A THEN B ELSE C を基本とした知識ベ

ースに基づく方法により比較的簡単に行える。

④各部の損傷程度と振動特性の変化との線形関係を利用すれば、S. I. 法の応用により、損傷位置と程度を推定する定量的損傷度評価法が作成できる。この方法は、従来の目視点検では明らかにできない隠れた損傷に対して特に有効である。

⑤模型桁実験による損傷度評価法の検証の結果、実験における若干の不備による誤差はあるものの、よく変化する振動挙動の変化に着目すれば、概略的な損傷度評価が可能であることが明らかとなった。

⑥今回着目した振動挙動の中では、各次の固有振動数による評価結果が最も信頼できるが、その結果を考慮した上で、振幅などの変化に基づく評価法を結び付けて総合的な評価を行うことにより、更に細かく、精度の良い損傷度評価が可能となる。

⑦今回は、主桁における部分的剛性低下のみを対象としているが、過去の研究⁹⁾により、横桁の剛性低下や支点の損傷が発生した場合にも同様な傾向を示すことが明らかとなり、今後の検討次第では今回得た損傷度評価法に組み込むことが可能である。

7.2 今後の検討課題

以上の結論に対し、今後の検討課題を以下にまとめらる。

①今回の模型桁や計算モデル及び損傷位置とその導入法等には理想化している部分も多く、損傷度評価を更に精度良くしていくためには、実橋あるいはそれに近いレベルにおけるデータにおける蓄積し、損傷と力学的挙動変化の検証を行っていく必要がある。

②今回の評価法においては、精度良く振動挙動を捉える必要があり、実橋においての実験手法、測定機器及び解析手法について検討を行う必要がある。

③実験結果のばらつきなどを考慮した統計的手法について検討する必要がある。

④評価結果に与える合理的な判定基準を多くのデータを背景に設定する必要がある。さらには、補修・補強方法についても検討していく必要がある。

⑤今回の研究の中で、固有振動数や固有モードの他に減衰定数や位相について考察を行う予定であったが、うまく定量化できなかった。今後は、これらも取り入れたより精度のよい評価法について検討することが必要と思われる。

最後に、本研究の実施にあたり、多大な御協力を頂いた元神戸大学大学院生（現清水建設）新宅正道氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 建設省道路局編：道路統計年報、1979
- 2) 土木学会関西支部：既存橋梁の耐力と耐久性、昭和60年度講習会テキスト、1985.7
- 3) 日本鋼構造協会：鋼構造物の維持・管理、JSSC、1984.2
- 4) 三木千壽、J.W.Fisher：海外の橋梁における疲労問題と補修・補強、橋梁と基礎、Vol.17、No8、PP30-34、1984.2
- 5) 成岡昌夫：伝達マトリックス法、培風館、1969.10
- 6) 高島春生：道路橋の横分配実用計算法 一前編一、現代社、1965.3
- 7) Hewlett Packard：5451C Fourier Analyzer System Operating Manual-MODEL ANALYSIS OPERATING & SERVICE MANUAL、USA、1978.11
- 8) 小坪清真：土木振動学、北森出版、1978.4
- 9) 加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効生に関する研究、神戸大学大学院工学研究科修士論文、1985.2

③ 橋梁下部工補強前後の振動測定

名古屋大学

名古屋大学研究生

名古屋大学大学院

中日本建設コンサルタント(株)

愛知県

加藤 雅史
田中 信治
高宮 尚進
竹内 英志
寺澤 和

1 まえがき

近年、橋梁の診断が重要な課題となっており、維持管理を合理的に行うためには、老朽化や地震等による損傷の程度を評価・判定するとともに、補修・補強による効果の確認をする技術の確立が必要である。こうした橋梁の診断調査の方法の1つとして、振動測定による方法が考えられ、研究が進められている。筆者らもこのような観点から研究を進めているが、今回橋梁下部工の補強前後に橋梁全体の振動特性を測定したので、この振動測定について報告する。

対象とした橋梁は愛知県犬山市と岐阜県各務原市鷺沼との間を流れる木曽川に1925年に架けられた犬山橋(写真1)である。犬山橋は自動車と電車が同一路面を通る併用橋で、車道敷中央に複線路面電車軌道を有している(図1)。上部工は支間73.152mの鋼単純曲弦ワーレントラス3連より成り、橋長223.174mである。一方、下部工はRC橋台2基とRC橋脚2基より成るが、橋脚は写真1のように見た目にも弱小であり、橋脚天端において人体に感じられる程度の長周期振動が認められていた。

そこで、下部工の現況を把握し、補強等の検討資料を得る目的で、昭和59年1月に振動調査(第1回調査、補強前)を行った。この調査結果及び別途調査したボーリング調査結果に基づき、昭和62年度に橋台2基と橋脚1基(P1橋脚)の大きな補強工事が行われた。P1橋脚は図2のように補強が行われた。また、昭和63年度には残りの橋脚1基(P2橋脚)の補強工事も行われている。昭和62年12月には補強前の追加振動調査(第2回調査、補強前)を行い、昭和63年10月に橋台2基と橋脚1基の補強後の振動調査(第3回調査、一部補強後)を実施した。

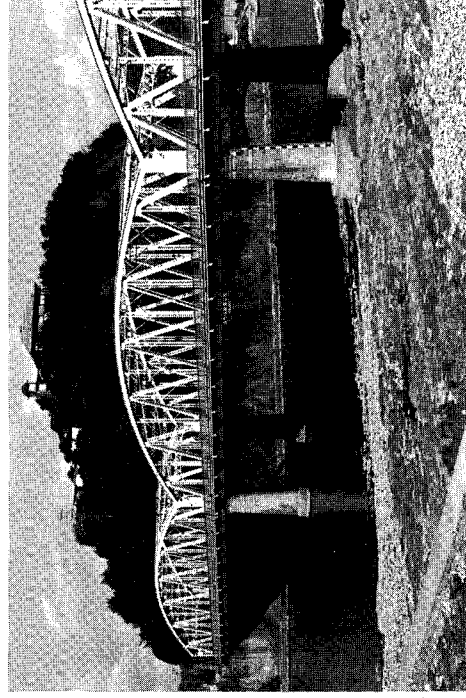


写真1 下部工補強前の犬山橋

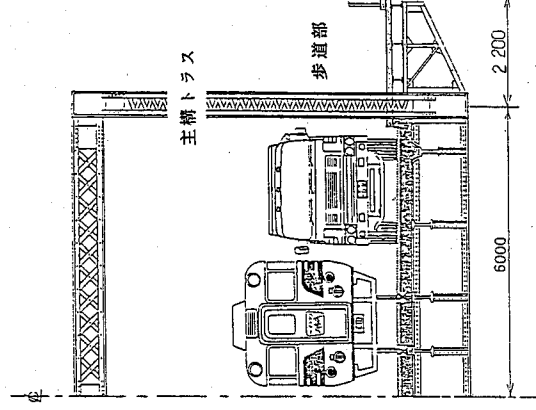
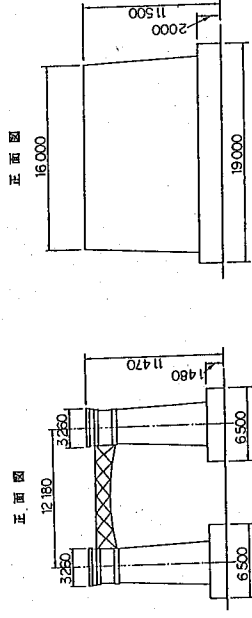


図1 犬山橋上部工断面図

1



2 振動調査方法

2-1 概説

一般に橋梁の振動特性とは、固有振動数、振動モード及び構造減衰をいう。これらを測定する試験方法にはいくつかの種類があるが、試験目的および現地状況に応じて適切な方法を選択する必要がある。本調査における試験目的(a)及び環

(a) 橋脚の振動特性として、実交通による動的変位量、固有振動数、振動モード及び減衰定数を求める。
(b) 自動車通行量も多く、電車も通行するため、長時間橋梁の通行を止めることはできない。特に電車の通行は平常のままで調査する必要がある。

通行は平常のまま、調査する必要がある。

以上のことより、下のような2種の条件で行うこととした。

① 荷重車単独走行時の振動測定

② 一般車両・電車走行（自由走行）時の振動測定

なお、下部工補強前後の3回の振動調査は、表1に示す条件のもとで行った。但し、昭和62年調査については昭和59年調査の補足という形で3径間のうち最も犬山よりの第1径間についてののみ調査した。

2-2 調査方法

荷重車単独走行時の振動測定は、総重量20tの荷重車を単独走行させて、各測定点での3方向（上下動、橋軸及び橋軸直角方向水平動）の振動を測定する。本橋は、電車が上下合わせて1時間に11～12回通過するため、事前に電車通

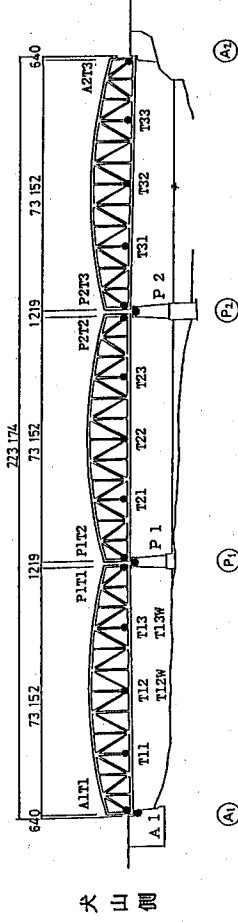


図3 振動測定点図

表 1 1 振動測定における走行条件

	①荷重車 単独走行	②一般車商・ 電車走行
調査時期	昭和59年 1月	
昭和62年 12月	○	○
昭和63年 10月	-	○
下部工一 部補強後	下部工 補強前	

一印：測定せず

復走行させる。

一般車両・電車走行時の振動測定は、実交通時の橋梁の振動性状としての橋梁各点各方向の最大変位、及び固有振動数等を得るために、何ら交通規制を行わずに実交通による各測定点での3方向（上下動、橋軸及び橋軸直角方向水平動）の振動を測定する。

2-3 振動測定点及び測定機器

振動測定点は現地の状況を考慮して、各測定とも図3に示すように選んだ。全測定点で8方向全てを同時測定すれば良いが、測定機器と測定作業時間の制約から、適切な測定点、測定方向の組合せを考え、幾回かの測定ケースに分けて測定を行った。測定点、測定方向の組合せの例として第3回調査の測定ケースを図4に示す。なお、測定点は図1における歩道上の主構トラス近傍及び橋脚天端とした。

本橋の調査においては、動的変位量の測

定にサーボ型加速度計を用い、固有振動数等の測定にはサーボ型加速度計及び動電型速度計を用いた。動的変位量の測定においては、加速度波形を専用増幅器で変位に積分してデータレコーダに記録した。第3回調査では図4の●印の測定にサーボ型加速度計を、○印、▽印の測定に動電型速度計を用いた。

図4 第3回調査における振動測定ケース

3 データ解析方法

測定した振動データの解析は、試験目的によって異なるが、ここでは次の2点に注目して解析を進めることにする。

- (1) 荷重者単独走行時及び一般車両・電車走行時の各ケースの測定データより、各測定点各振動方向の動的最大変位を求め、その大きさを比較検討する。
- (2) 荷重者単独走行時及び一般車両・電車走行時の測定データをスペクトル解析し、橋脚・橋梁全体系の固有振動数、減衰定数及び振動モードを求め、検討する。

以下にそれぞれの解析方法について述べる。

3-1 動的変位の解析方法

測定データより各測定点各方向の動的最大変位を求める。

データレコーダに収録したデータを再生し、ローパスフィルタで高振動数成分（20Hz以上）を除去して、記録紙に出力する。記録紙上の波形データより、波形全振幅の最大値を読み取り、校正係数を乗じて実変位を求め、その比較検討を行う。

なお、ここで一般車両・電車走行時の測定データは、測定ケースの違いにより車両通行状況が異なり、また、1測定ケース内でも同時測定成分間で最大変位を生じる時点が異なる。そこで、各成分の測定データの

うち、振動を励起する荷重が共通と考えられる部分についてのみ、それぞれ最大振幅を読み取るものとする。

3-2 スペクトル解析方法

測定データを、スペクトル解析によってデータ処理する。

データレコダに収録した測定データを、20Hzのローパスフィルタで高振動数成分を除去したのち、AD変換してデータファイルを作成する。データファイルから各成分ごとにサンプリングデータを取り出しパワースペクトルを計算する。また、同時測定し同時AD変換した成分データそれぞれの組合せごとのクロススペクトルも計算し、コヒーレンス、フェイズ（位相角）を求める。スペクトル解析結果より各データのパワースペクトル値がピークを示す卓越振動数を読み取り整理する。次にそれぞれの卓越振動数付近のパワースペクトルデータより、Half-Power-Methodによって減衰定数を計算する。この際、通常パワースペクトルの真のピーク値は得られていないことからパワースペクトル関数を最適次数多項式で近似し、得られた多項式

関数に Half-Power-

Methodを適用する。

以上より、各成分データごとの卓越振動数、減衰定数を整理しクロススペクトルのフェイズ（位相角）等を総合的に検討し、固有振動数とその振動モード及び減衰定数を推定する。

4 振動調査結果及び検討

4-1 動的変位解析結果

(1) 振動調査結果

図5に電車走行時及び一般大型車両走行時の振動波形を例示する。図を見てわかるように、両者の振動波形は明らかに異なる。電車走行時は、トラス端部の床版上及び橋脚天端において約2秒周期の波形が卓越している。この波形は調査時の状況から考えると、走行中の電車の横揺れによるものと推察される。また、一般車両走行時には周期の短い振動がみられ振幅は大きい。これは電車が20Km/h以下の速度であるのに対し、一般大型車両が50Km/h程度の速度で走行したことによるものと思われる。

(2) 下部工一部補強前後の比較検討

動的変位解析結果より、橋脚P1、P2に係わる測定点の相対的な振幅比について検討する。ここでは補強前後の振幅比に注目するため、測定条件として補強前（59年測定）、後（63年測定）共に測定した電車・一般車

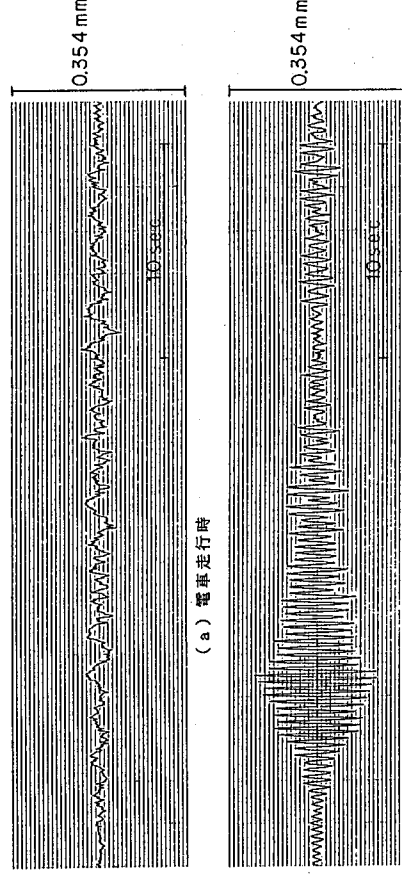


図5 第1回調査の動的変位波形（P2橋脚天端、橋軸直角方向）

表2 補強前後の相対振幅比

測定点	方向	補強前		一部補強後	
		P2L=1.0			
P1	L	1.1	0.3		
	R	1.3	0.1		
P1T1	L	2.0	0.9		
	R	5.7	1.1		
P1T2	L	2.9	1.2		
	R	6.7	1.1		
P2	L	1.0	1.0		
	R	2.1	1.3		
P2T2	L	2.2	0.9		
	R	5.7	1.8		
P2T3	L	2.1	0.8		
	R	6.2	2.1		

両走行時振幅値を用いる。P1 橋脚の補強工事により、P1 に関係する測定点変位は小さくなることが予想される。そこで、今回の補強工事には関係のないP2 橋脚天端橋軸方向振幅に対する各点の振幅の比を考慮することとし、その結果を表2に示す。

5 9年測定結果より、すべての測定点で橋軸直角方向振幅が橋軸方向振幅より大きいことがわかる。また、トラス端部の床版上で、橋軸方向に比して橋軸直角方向がかなり大きな振幅を示しているが、これは荷重車進入時の衝撃によるものと考えられる。

次に、6 3年測定結果を見ると、P2 橋脚橋軸方向に対する比より、P1 橋脚に係わる測定点振幅が非常に小さくなっているのがわかる。これは、補強工事による効果が予想どおり現れたものと思われる。さらに、P2 橋脚橋軸方向の最大振幅が、P1 橋脚補強前後についてほぼ同程度であることを考慮すれば、より一層この補強が有効なものであることがわかる。また、P1 橋脚だけではなく、P2 橋脚に係わる測定点相対振幅比も小さくなっている。これは後に述べるが、P1 橋脚の補強により振動モード形が変化し、P2 橋脚振幅に関与する振動が小さくなったものと考えられる。

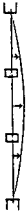
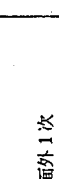
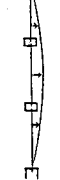
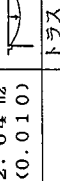
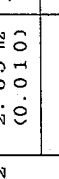
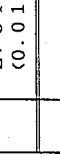
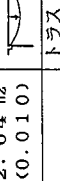
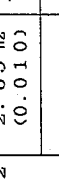
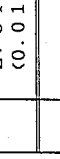
なお、この表で6 3年測定P2 橋脚、P2 橋脚上路面部橋軸方向については、路面部の方が振幅が小さいという結果になるが、実際にはこのようなことは考えにくい。この比較は一般車両走行時のものであり、振幅比の数値はその傾向を示しているものと考えるのが妥当であり、この点を考えると橋脚上とその上の路面上はほぼ同程度の振幅であると考えられる。

4-2 スペクトル解析結果

(1) 振動調査結果

荷重車単独走行時及び電車・一般車両走行時のデータより固有振動数、振動モード及び減衰定数を求めた。各固有振動についてまとめると、表3 のようになる。なお、犬山側から第一径間とし、第1～3 径間をそれぞれトラス①～③で表すことにする。また、これらのモード図は測定点が少ない

表 3 補強前後の固有振動数と振動モードの比較

No	補強前 振動測定結果		一部補強後 振動測定結果	
	固有振動数	振動モード	固有振動数	振動モード
1	2. 19 Hz (0.015)	全橋 面外1次 	2. 42 Hz (0.010)	トラス ① 面外1次 
			2. 23 Hz (0.014)	トラス ② 面外1次 
			2. 49 Hz (—)	トラス ③ 面外1次 
2	2. 64 Hz (0.010) 2. 69 Hz (0.010) 2. 64 Hz (0.010)	トラス ① 上下1次  トラス ② 上下1次  トラス ③ 上下1次 	2. 64 Hz (0.011)	トラス ① 上下1次 
			2. 65 Hz (0.013)	トラス ② 上下1次 
			2. 59 Hz (0.014)	トラス ③ 上下1次 
3	3. 30 Hz (0.013)	全橋 面外2次 	3. 13 Hz (0.014)	全橋 面外 
4	4. 62 Hz (—)	トラス ① 上下2次 	4. 63 Hz (0.010)	トラス ① 上下2次
	(未 測 定)	(未 測 定)	4. 65 Hz (0.010)	トラス ② 上下2次
	(未 測 定)		4. 66 Hz (0.014)	トラス ③ 上下2次
5	4. 93 Hz (0.013)	全橋 橋軸水平 	(対象振動数内に無し)	

注) ()内は減衰定数を示す。

ため模式的に描いたものであり、実際の橋梁がこの形に振動しているとは限らないということを付け加えておく。

(a) 補強前

- 1) 2.1 9 Hzが全橋にわたる面外 1 次固有振動で、対称モードである。橋脚の振動が含まれる。
 - 2) 2.6 4 ~ 2.6 9 Hzがトラス①②③における面内 1 次固有振動で、対称モードである。
 - 3) 3.3 0 Hzが全橋にわたる面外 2 次固有振動で、逆対称モードである。橋脚の振動が含まれる。
 - 4) 4.6 2 Hzがトラス④における面内 2 次固有振動で、逆対称モードである。
 - 5) 4.9 3 Hzが全橋にわたる橋軸水平方向固有振動である。橋脚の振動が含まれる。
- #### (b) 一部補強後
- 1) 2.2 3 ~ 2.4 9 Hzがトラス①②③における面外 1 次固有振動で、対称モードである。
 - 2) 2.5 9 ~ 2.6 5 Hzがトラス①②③における面内 1 次固有振動で、対称モードである。
 - 3) 3.1 3 Hzが全橋（トラス②③部分）における面外固有振動である。橋脚 P2 の振動が含まれる。
 - 4) 4.6 3 ~ 4.6 6 Hzがトラス①②③における面内 2 次固有振動で、逆対称モードである。

(2) 下部工一部補強前後の比較検討

表 3 から固有振動数、固有モードを比較する。

- 1) No. 2, 4 で表されるトラス①②③の面内 1, 2 次固有振動については、ほとんど変化がないことがわかる。これらは上部工であるトラスそれぞれの振動数、振動モードであり、橋脚補強には何ら影響されないと考えられる。また、橋脚天端の鉛直方向振動が微小であること、P1 橋脚補強が橋脚の水平方向振動の抑制効果を期待して行ったものであることを考えれば、これらが変化しないのは当然である。
- 2) No. 1 について考える。補強後の振動モードよりこれはトラス①②③の面外 1 次モードと考えられる。しかし補強前については橋脚がこれらに同調して振動していたため、全橋にわたる面外 1 次モードとして振動モードが得られたものと思われる。逆に、補強後にトラス自体の面外 1 次モードが得られたということは、トラスに比べて橋脚の振動が微小になったことを示すものと考えられる。
- 3) No. 3 は No. 1 と同様、橋脚振動抑制により振動モードが変化したことを示しており、ここでは P1 橋脚補強効果が顕著に現れている。このモードは P2 橋脚補強によるモード変化も顕著に表すものと予想され、注目すべきものと考えられる。
- 4) No. 5 は全橋橋軸水平方向の振動モードであるが、補強後にはこのモードは見あたらない。これはこの振動モードが消滅してしまっただけではなく、P1 橋脚が剛になったことにより振動数が大きくなり、対象振動数内では見あたらないとするのが妥当であろう。
- 5) No. 1, 3 ではモード形が著しく変化しているのがわかる。これは P1 橋脚補強によるものであるが、このモード形の変化が P2 橋脚に影響し、動的変位結果のところで述べたように、P2 橋脚振幅が小さくなったものと考えられる。
- 6) 減衰定数については、表 3 に示すように補強前後においてほとんど変化がみられなかった。

5 結 語

以上、今回の調査結果を示したが、補強により P1 橋脚の振動が小さくなったということが顕著に現れている。特に、振動モード形として橋脚も含めた全橋振動が消滅し、トラス部のみのモード形となったことは、本来の橋梁の振動の姿となったものと思われる。ただ、P2 橋脚についての振動はまだ残っており、今後予定している P2 橋脚補強後の振動調査によってどのような結果が得られるか、大いに興味を持っている。また、これらの振動調査結果に基づき、数値計算等による検討も行っていきたいと考えている。

④ 衝撃振動試験を用いた鉄道橋の下部工健全度調査

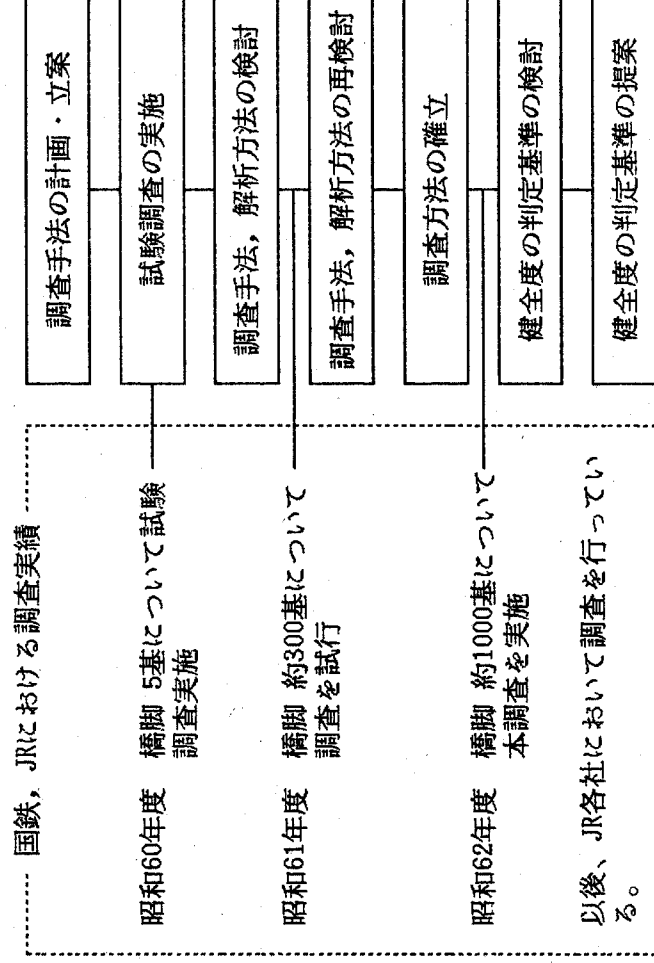
（財）鉄道総合技術研究所 西村 昭彦
橋梁コンクリート 中野

一はじめに

現在JR各社では衝撃振動試験を用いた、橋りょう下部構造物の健全度の調査を行っている。この衝撃振動試験は、重錘による衝撃力を利用した振動試験を行い、その結果より算定できる橋脚の固有振動数に依って、その健全性を評価するものである。

この調査手法は従来から行われて来た列車荷重を利用した下部工の健全度調査手法を改良すべく、昭和60年度より国鉄構造物設計事務所で計画、立案、試験調査を実施し、昭和61年度全国の国鉄構造物検査センターにおいて約300基の橋脚について調査を試行し、調査手法の確立を行った。その後JRに移行して、昭和62年度までに約1000基の橋脚についての本調査を行い（財）鉄道総合技術研究所において、この調査結果を基にした下部構造物の健全度の判定基準の検討を行っている。

以上の調査手法の改良は図一1に示す経過をたっており、昭和63年度以降もJR各社において、橋りょうの下部構造物の健全度の調査に用いられている。



図一 1 調査手法の改良過程

本稿は、この衝撃振動試験を用いた調査手法の改良過程について過去 3 年間に発表した下記の文献および鉄道総合技術研究所報告として発表したものをまとめ直したものである。

(その 1) では、改良以前の列車荷重を利用した調査手法の問題点を上げ、それを改良すべく計画、立案した、衝撃振動試験を用いた新調査手法の概要と、改良のための調査解析結果について述べている。

また (その 2) では、衝撃振動試験の調査方法の妥当性の検証として、過去に実施された強制振動試験との比較および変状の有無による特性の変化の検討など、種々の検討結果について述べている。

さらに (その 3) では、調査結果より健全性を評価するために行った検討結果および、健全度判定のための指標として用いる下部構造物の固有振動数の標準値と、それを用いた健全性の評価方法について述べている。

以上に示した健全度評価手法については、現在 (財) 鉄道総合技術研究所を中心としてさらに検討を進めており、その結果については次の機会に報告したい。

なお本稿に示した橋りょう下部工の健全度調査手法の改良にあたり JR 各旅客鉄道会社の構造物検査センターより試験調査データを提供していただいた。また一連の分析、解析を進めるにあたっては、(株) 福山コンサルタント 丸山 泉、中野 聡の両氏に協力をいただいた。記してここに深甚なる謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 日本国有鉄道: 「建造物設計標準解説」 (基礎構造物) 昭和 61 年 3 月
- 2) 西村, 真田, 丸山: 「衝撃および列車走行試験による橋梁の振動特性の把握」
第 7 回日本地震工学シンポジウム 1986 年 12 月
- 3) 西村昭彦: 「新しい振動沈下試験」 鉄道土木 28 巻 11 号 1986 年 11 月
- 4) 西村, 中野: 「橋梁の健全度評価のための振動試験」 1987 年 7 月
土木学会 第 19 回地震工学研究発表会
- 5) 西村, 棚村: 「衝撃振動試験によりもとめた鉄道橋梁の固有振動数の標準値」
1989 年 10 月 土木学会第 44 回年次学術講演会

下部工健全度調査手法の改良（その1）

【要 約】

現在鉄道橋の下部工の健全度は、「土木建造物取替の考え方」（以下 取替標準と略称する）の中では、主に単位沈下量、卓越振動数、振動振幅の3者と振動波形の形状を対象に評価しているが、測定方法および評価方法に問題点があり、画一的な基準で判定されているとは言い難く、調査結果は、単に調査したその橋りょうの、その調査時点での状況判断に使用されているにすぎない。

そこでこれらの問題点を改良すべく、国鉄建造物設計事務所および鉄道技術研究所などを中心に橋梁下部工健全度調査の新調査手法の検討がすすめられてきている。

本稿はこの新調査手法の概要と改良のための調査解析結果を述べるものである。

1. はじめに

鉄道構造物には類似な構造形式、類似な環境下におかれる構造物が多く、メンテナンスについては参考となり得る事例が多い。また、同一の橋りょうについても調査結果をデータファイル化することにより、変状の早期発見および予測、さらには補修後の効果の判定などに活用し得る。このように調査結果を効果的に利用するためには、

- ① 測定誤差を少なくすること。
- ② 読取りにおける個人差をなくすること。
- ③ 利用目的が明確で、データとしてファイル化しやすいこと。

などの観点から現行の調査方法の改良を計る必要があった。

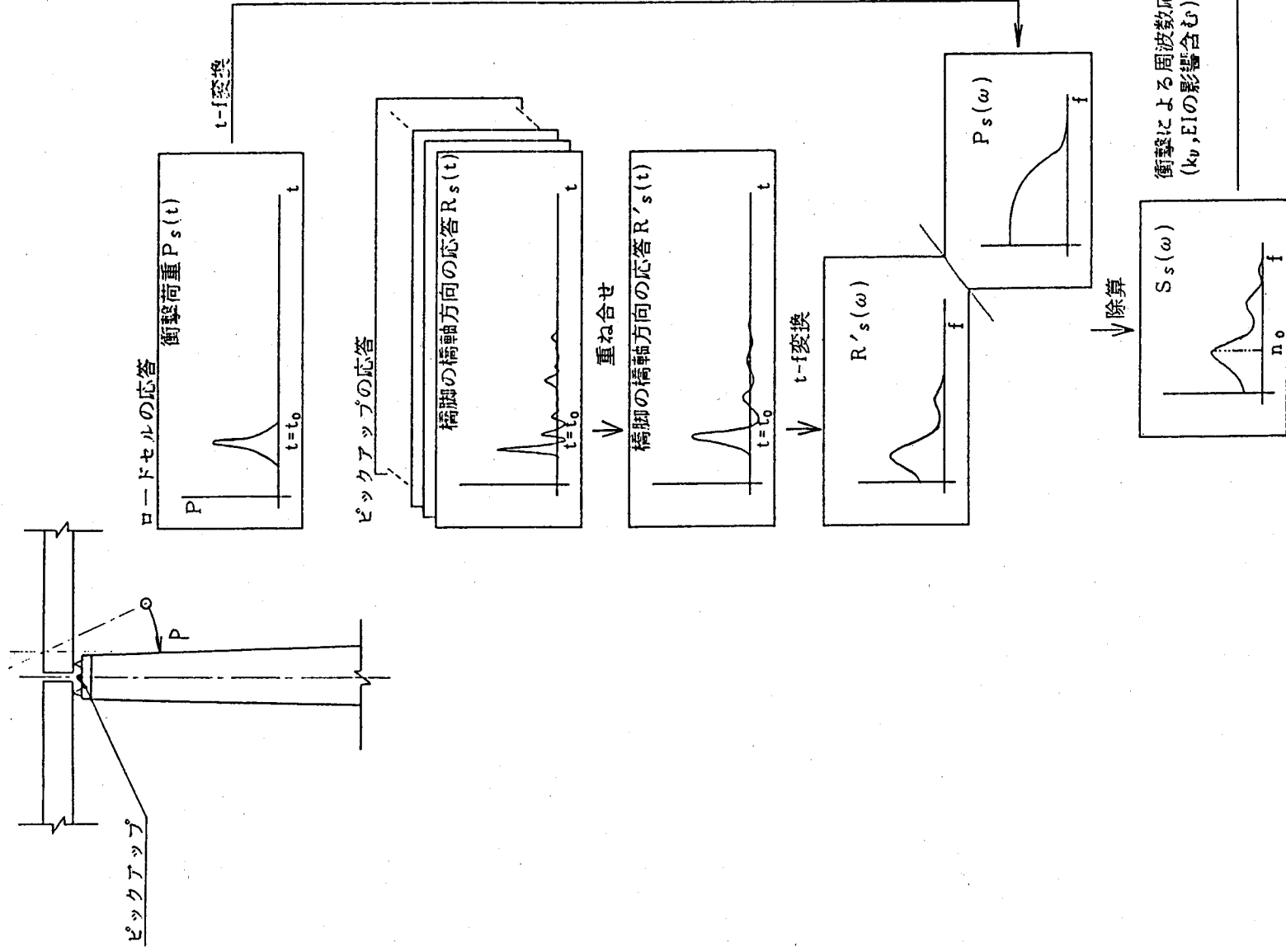
2. 新調査手法の概要

本調査で考案した新調査手法の概要を図1にフローチャートに示す。主な特長は以下の4点である。

（1）衝撃試験の採用

列車荷重は大きさ、速度、周波数特性がランダムであり、それらを任意に変えることはできない。それに対して衝撃試験では作用する荷重の特性が明瞭であり、かつ適宜変化させることができる。

衝撃試験振動測定



列車走行振動測定

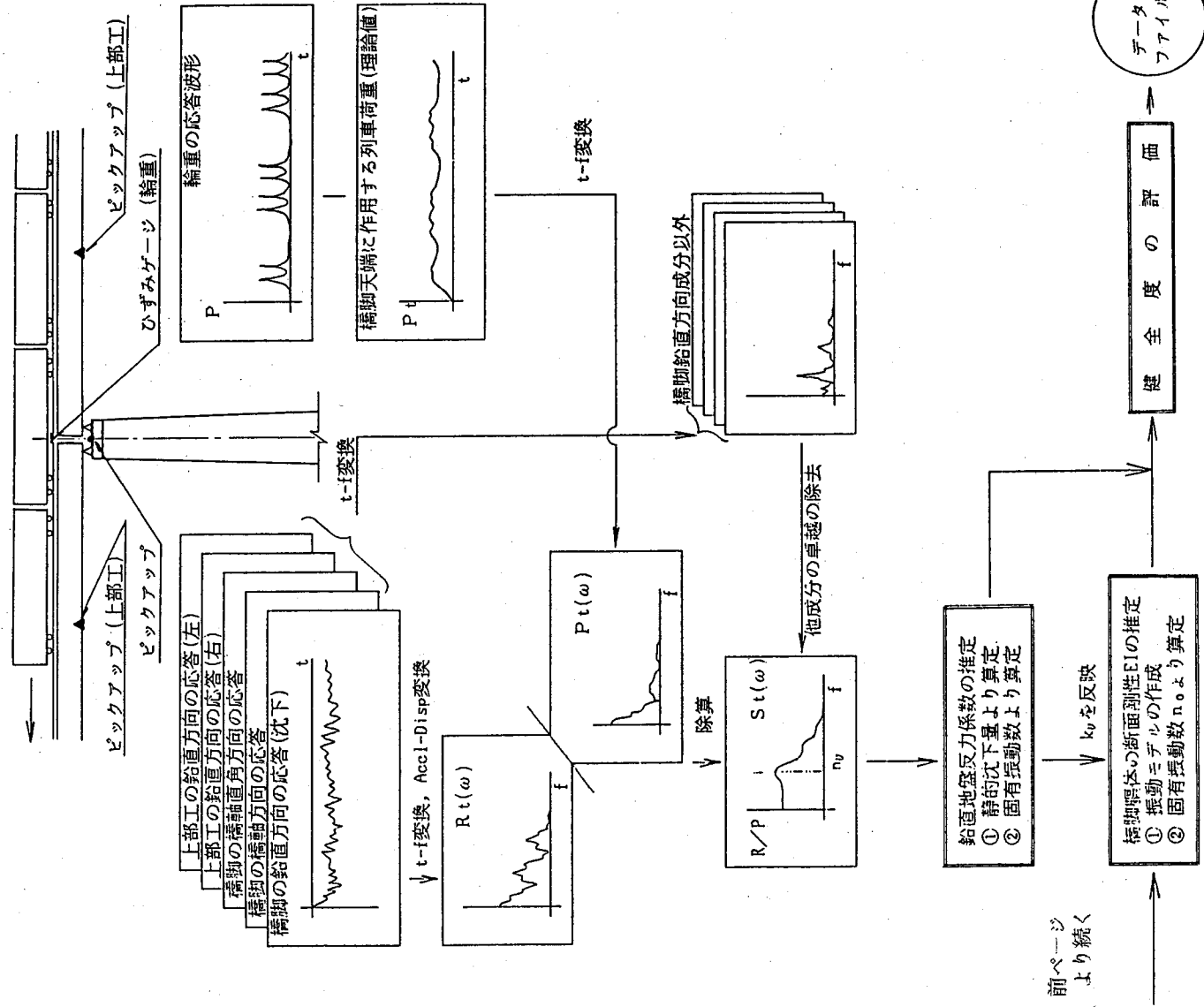


図-1 調査手法の概要

(2) 列車荷重の測定

レールに作用するせん断力から実際の輪重を測定する。したがって大きさ、速度、周波数特性などが把握できる。

(3) 周波数分析の利用

現在用いられている周期頻度計では卓越振動数は把握し得るものの、相互の大きさの比較はできない。それに対してスペクトルは各周波数成分の大きさの比率が明瞭となる。

(4) モデル解析の採用

現在のパーソナルコンピュータの普及度を考慮し、振動モデルによる固有値解析から鉛直地盤反力係数および橋脚軀体の断面剛性を推定する。

3. 調査項目

新調査手法は次の4項目に大別できる。

(1) 衝撃試験振動測定

橋脚の天端下約1mの箇所に重錘により橋軸直角方向および橋軸方向の衝撃力を与え、その衝撃力および橋脚の応答を測定する。衝撃荷重は作業性を考えて比較的軽量なものとし、測定結果を計算機により数回～数十回重ね合わせることににより、大荷重を作用させたと同様な効果を得る。

この応答のスペクトルを荷重のスペクトルで除したものが衝撃による橋脚の周波数応答関数である。この応答関数には基礎底面の鉛直地盤反力係数の影響と、橋脚軀体の橋軸方向の曲げ剛性の影響とが含まれる。

(2) 列車走行振動測定

橋りょう上を列車が走行する際の橋脚の沈下量（鉛直方向変位の長周期成分に相当）と列車の輪重とを測定し、その両者の関係から基礎底面の鉛直地盤反力係数の特性を推定する。

(3) 振動モデルによる検討

上記(2)で得た鉛直地盤反力係数の特性と、健全な橋脚断面とを有する下部工の振動モデルを作成し、(1)で得られた衝撃による振動特性を、橋軸直角方向のモデル解析では鉛直地盤反力係数を、また橋軸方向では橋脚軀体の断面剛性を、それぞれ変化させることにより説明し、それぞれの諸元を決定する。

このようにして得られる鉛直地盤反力係数および橋脚軀体の断面剛性から健全度を判定する。

4. 調査結果

新調査手法を用いた調査は、基礎形式、構造寸法などが異なる4橋梁において実施したが、そのうち東海道本線 函南・三島間 神川橋梁については耐震補強の施工時期と同時期に調査を実施したため、施工過程における状況の変化（土被りの掘削）が、あたかも経時変化（洗掘）に相当し、新調査手法の検討にとって貴重なデータを得ることができた。

ここではその神川橋梁に関する調査解析結果の一部を示す。

(1) 基礎底面下の鉛直バネ定数

現行の取替標準では列車走行時の鉛直沈下量の最大値を規準に示された列車荷重による活荷重反力の最大値で除して単位力あたりの沈下量として表示するよう定められている（この値の逆数がバネ定数に相当）。

そこでこの現行の方法と新調査手法で提案した低周波数域におけるスペクトルの除算によるものとを比較すると、表一1の様になり、新手法における精度の向上がうかがえる。

また耐震補強の施工前（土被り3m程度）に対して、施工中（土被り無

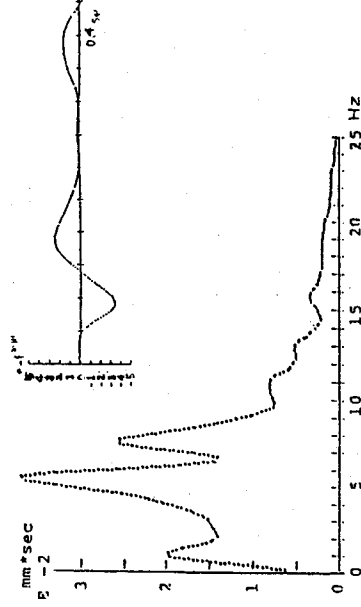
し）では約2割程度鉛直バネが小さな値となり、側面掘削の影響が明確に現れた。したがって誤差が少ない新手法によるならば、洗掘などによる影響も数少ない測定で十分把握できることがわかる。

(2) 衝撃試験による固有振動数の把握

衝撃試験は橋脚の固有振動数の把握を目的としているが、橋軸方向については上部工による拘束効果の影響が大きく、現時点ではその拘束効果が定量的に把握し得ないため、橋脚躯体側面にも測点を設け、振動モ

表一1 鉛直バネ定数の比較（神川橋梁補強前）

測定列車		速度 (km/h)	従来の 方法による 鉛直バネ (t/m)	スペクトルの 除算による 鉛直バネ (t/m)
番号	路線			
792 M	上り	78.4	1.317×10^5	1.153×10^5
302 M	上り	90.8	1.678×10^5	1.034×10^5
822 M	上り	83.3	1.678×10^5	1.023×10^5
4025 M	下り	55.7	9.613×10^4	1.166×10^5
6472 M	上り	80.1	1.113×10^5	1.147×10^5
標準偏差			2.910×10^4	6.254×10^3



図一2 応答波形およびスペクトル（変位）

表一2 実測固有振動数一覧

	橋軸方向	橋軸直角方向
補強前	6.5 Hz	5.5 Hz
補強中	6.0 Hz	5.0 Hz

ードの把握を行った。応答波形およびそのスペクトルを図-2に示したが、固有振動数の卓越が明瞭に現れている。また耐震補強の施工前と施工中の橋軸方向、橋軸直角方向の固有振動数を表-2に示したが、橋脚躯体は補強前、補強中で変化がないことから、この差異はすべて側面屈折による影響と考えられる。

(3) 振動モデルシミュレーション

振動モデルを用いたシミュレーションは固有振動数のみでなく、振動モードについても実測結果を説明できることを原則とした。先ず上部工の拘束効果がなく、橋脚躯体が剛体とみなせる橋軸直角方向について検討を行った。その際に地盤のパネ定数は、列車走行時の沈下量から求めた値に、ひずみレベルの影響を考慮した補正（構設資料No80の「直接基礎の地盤反力係数」では鉛直地盤反力係数はひずみの $1/2 \sim 1/3$ に比例することが示されている）を行い用いた。次に橋軸方向について同様な地盤反力係数を用いて検討を行い、振動モードが説明し得るような水平パネ（上部工の拘束効果）を橋脚末端に作用させた。シミュレーションの結果を表-3および図-3に示したが、十分な精度で実測結果を説明し得ている。

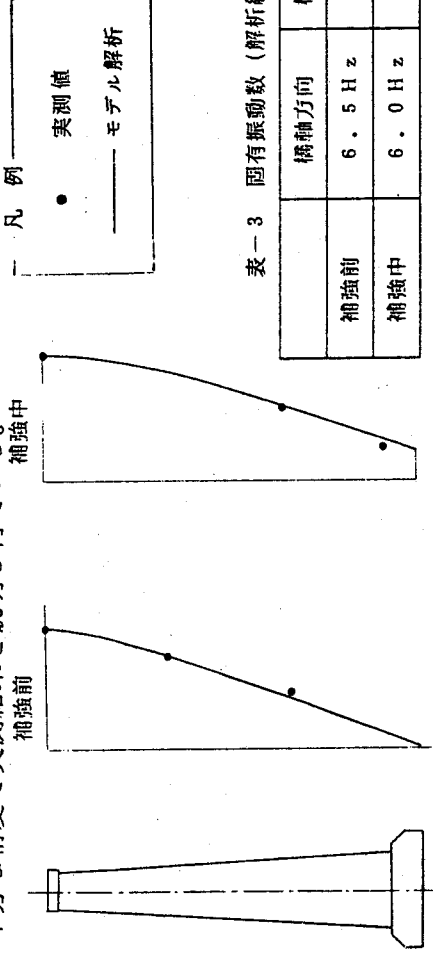


図-3 振動モードのシミュレーション（橋軸方向）

5. 結論および今後の課題

以上述べた新健全度調査手法は、現行の調査手法の問題点を改善でき、十分実用可能な調査手法であるがその適用例が少なく、また上部工の拘束効果の評価方法など不明確な点も存在する。さらに現行の振動沈下測定と同レベルの1次検査として位置付けるのでは作業的かなりの負担増となる等その運用方法についても、十分な検討が必要であり、昭和61度も継続して検討を進める予定である。なおこの調査手法は取替標準の一部として取入れられ、国鉄の民営分割後も用いられる予定である。

下部工健全度調査手法の改良（その2）

要約

この度、鉄道橋の下部工の健全度調査手法の改訂が行われたが、この改訂を行うに当たり新調査手法に関する種々の検討を行った。新調査手法は、衝撃振動試験と列車走行振動測定との二種類の測定があるが、この内衝撃振動試験は構造物の固有振動数を算定することによって、その健全度及び耐震性を評価するものであり、固有振動数の算定では従来の算定方法と全く異なった手法を開発した。

本稿は、この衝撃振動試験の紹介と実用に当たり行った検討及びこの手法を用いた橋脚の健全度の評価方法について述べるものである。

1. はじめに

既設の鉄道下部工の健全度や耐震性を判定する場合、その指標とすべき値のうち主なものは、固有振動数またはそのものとなる地盤反力係数や橋脚躯体の曲げ剛性である。この値を求める場合、一般に行われるのが常時微動の測定や起振機等による強制振動試験である。しかし強制振動試験は時間や費用が多くなかなか数多くの橋脚に適用するには実用的でなく、常時微動は構造物などの条件が良くないと精度のよい結果が得られない。そこで簡単にしかも精度のよい数値を得るため、重錘の衝撃による振動試験を試みた。この試験は重錘を橋脚に当て、その応答波形を重ね合わせて大きな応答振幅とし、それを周波数分析して、固有振動数を得るものである。そしてこの試験で得られる固有振動数が構造物の状態の変化に応じて変化するか、また強制振動試験で得られた固有振動数と一致するかどうか検討した。

以下にその検討結果について述べる。

2. 測定手法の概要

この試験は図-1に示すように橋脚の天端下約1mの箇所に重錘により橋軸方向および橋軸直角方向に衝撃力を与え、その衝撃力および橋脚の応答を測定するものである。重錘は作業性を考慮して、30～50kgfの比較的小きな物とし、

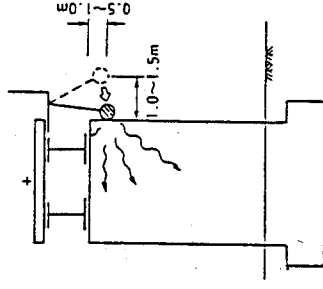


図-1 衝撃振動試験

測定した波形を数回～数十回重ね合わせることにより大きな振幅の応答値を得ることとした。図-2に橋脚の周波数応答関数の算出手順をブロックチャートにして示しているが、このように、応答値の周波数成分を荷重の周波数成分で除いたものが衝撃による橋脚の周波数応答関数であり、この関数の振幅の卓越する振動数が橋脚の固有振動数となる。しかしながら、衝撃荷重がホワイトノイズのように周波数領域において一定値を持つのであれば、応答値の周波数成分がそのまま橋脚の周波数応答関数となる。

この固有振動数は基礎底面の鉛直地盤反力係数と橋体の曲げ剛性から求めることが出来るが、逆に固有振動数が分かれば、それらを決定することも出来る。

そこで次の解析を行いその値を決定する。まず桁の拘束のない橋軸直角方向の固有値解析で鉛直地盤反力係数を決定し、その値を用いて橋軸方向のモデルを作成する。橋軸方向の解析では桁の拘束による効果および橋体の曲げ剛性を変化させながら実験で得られた固有振動数と振動モードを説明できる値を決定する。こうして得られた鉛直地盤反力係数と橋体の曲げ剛性を整理しておき、次の測定制と比較することにより橋梁の健全度を判定する。

3. 衝撃振動試験

3.1 実験対象橋梁

衝撃振動試験を、基礎形式、構造寸法などが異なる4橋梁において実施したが、そのうち東海道本線函南、三島間神川橋梁については、耐震補強工の施工時期と合わせて実施した。耐震補強工は橋体の補強のみならずフーチングの拡幅も伴ったため、周囲の土を掘削したが、あたかもこれが洗掘の進行に相当し、この手法によりその状態を把握することが出来るかどうかの検討が出来た。ここでは神川橋梁の補強工の施工前と施工中（フーチングが露出した状態）および施工後（フーチングが拡幅された状態）の試験結果について示すことにする。図-3に神川橋梁および試験対象橋脚の概要を示す。この橋梁は橋脚に単線のスパン16mの钣桁が並列に並んでいる。また地盤は沖積砂礫層である。

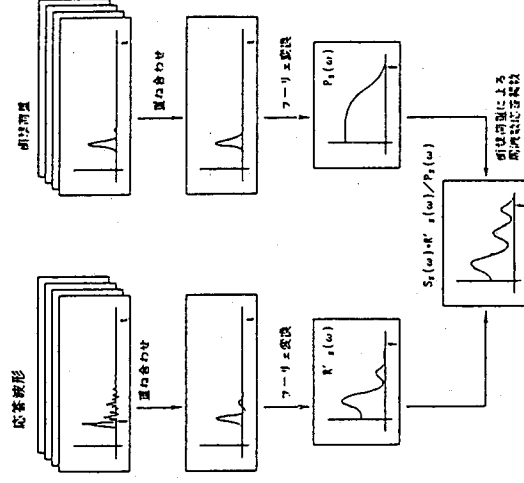


図-2 周波数応答関数の算出手順

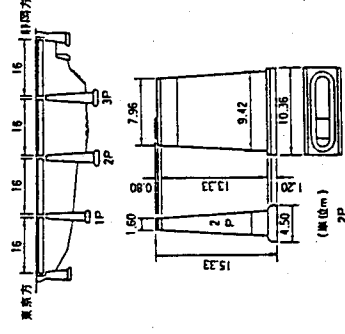


図-3 神川橋梁の概略

3.2 実験結果

前記したように、衝撃荷重が周波数領域において一定値を持つホワイトノイズであれば、理論的にはこの試験で得られる卓越周期は固有周期に一致するはずである。そこで荷重波形のフーリエ・スペクトルを求め周波数分析を行った。その結果を図-4に示す。このスペクトルは20Hz程度までは平坦性が認められ、以下の試験においては構造物の固有周期はその応答を周波数分析したもので判断した。また衝撃試験では橋脚の応答変位を測定した。図-5に橋軸直角方向の、図-6に橋軸方向の応答波形およびそのフーリエスペクトルを示す。これらはいずれも補強前の10回の測定値を重ね合わせた波形である。

図-5のスペクトルでは3個の卓越振動数が読み取れるが、一番高い振動数(8Hz)は上部工(飯桁)の固有振動数であり、5.5Hzが橋脚の固有振動数である。

図-5のスペクトルでは3個の卓越振動数が読み取れるが、一番高い振動数(8Hz)は上部工(飯桁)の固有振動数であり、5.5Hzが橋脚の固有振動数である。

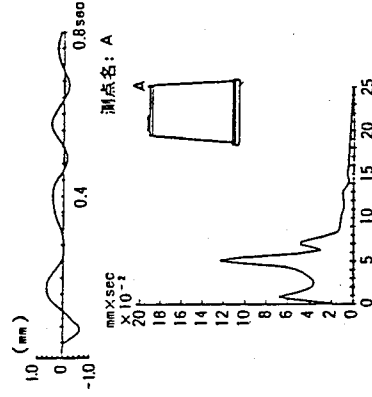


図-5 変位波形の重ね合わせ及びスペクトル図 (神川橋梁補強中、橋軸直角方向)

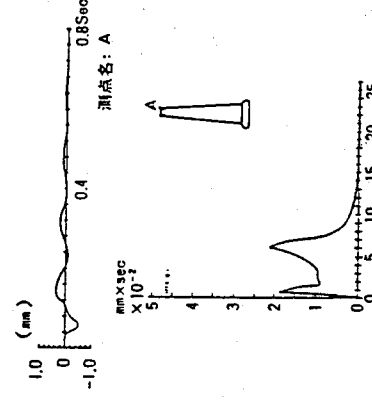


図-6 変位波形の重ね合わせ及びスペクトル図 (神川橋梁補強中、橋軸方向)

Hz が橋脚の固有振動数である。

次に耐震補強工の施工前施工中与施工後の橋軸方向橋軸直角方向の固有振動数を表-1に示す。橋脚橋体は施工前、施工中で変化がないことからこの差異はフーチングの側面の掘削の影響と考えられる。これはまた、洗掘などフーチングの周囲の地盤の変化が、この手法によって把握出来ることも示している。

4. 衝撃振動試験と強制振動試験の比較

4.1 対象橋梁

上述したように衝撃振動試験の応答を周波数分析することにより、構造物の卓越周期が得られることが分かった。先に述べたようにこの卓越周期は理論的には固有周期と一致するはずで

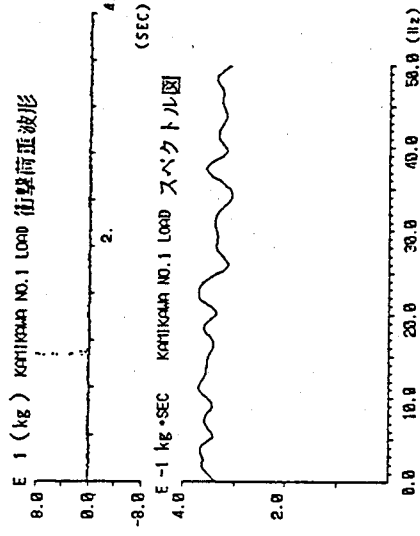


図-4 衝撃荷重の周波数特性

表-1 神川橋梁の固有振動数

耐震補強工	橋軸直角方向 (Hz)	橋軸方向 (Hz)
施工前	5.5	6.5
施工中	5.0	6.0
施工後	5.5	6.1

ある。しかし起振力の違いなどによって異なることも考えられるので、このことを確かめるために、強制振動試験の行われた橋脚において衝撃振動試験を実施し、その比較を行った。対象とした橋梁は次の3橋梁である。

- ① 川越線 荒川橋梁 2P
- ② 奥羽線 第2松川橋梁 2P, 3P, 4P
- ③ 芸備線 第1小鳥原橋梁 2P, 3P

これらの橋梁の概略を図-7, 8, 9に示す。地盤は荒川橋梁は軟弱な粘性土で5mの杭が打設してあるが他は風化岩であり良好な支持層である。

4.2 試験結果

図-10~12に各橋梁の衝撃振動試験の波形およびフーリエスペクトルによる周波数分析結果と強制振動試験による共振曲線を示す。なお共振曲線はスペクトルと比較するため、単位起振力当りの振幅にして表示している。

これらの図では第2松川橋梁および第1小鳥原橋梁の場合で、 $0.1\text{Hz} \sim 0.2\text{Hz}$ 程度衝撃振動試験の方が振動数は高い値を示しているが、これは強制振動試験における起振力が衝撃試験における衝撃力よりも多きためにした差であると考えられる。また図-10に示す荒川橋梁のように橋脚の高さが7.6mと比較的背の低い橋梁についても十分に一致していることがわかる。

比較を行った橋梁の衝撃振動試験と、強制振動試験より得た固有振動数をまとめて表-2に示す。先に述べたように両者には $0.1\text{Hz} \sim 0.2\text{Hz}$ 程度の差異は見受けられるもの、非常に良く一致しており衝撃試験による卓越振動数は固有振動数と考えてよいと思われる。

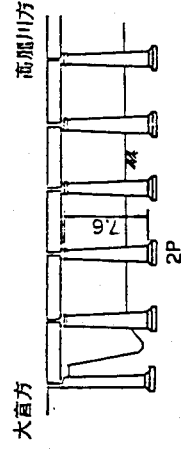


図-7 川越線荒川橋梁概略図

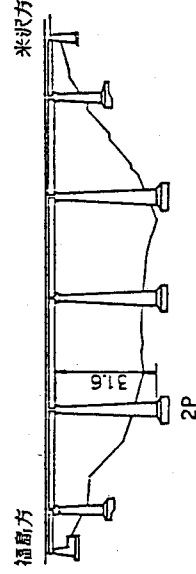


図-8 奥羽線第2松川橋梁概略図

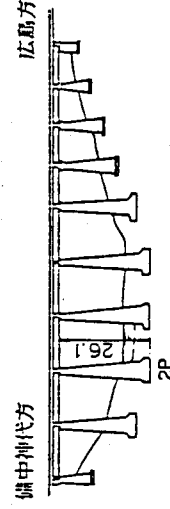


図-9 芸備線第1小鳥原橋梁概略図

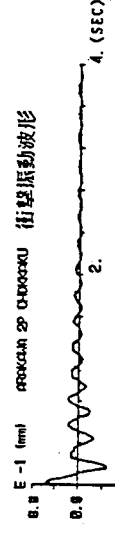


図-10 街撃振動波形 (荒川橋梁2P)

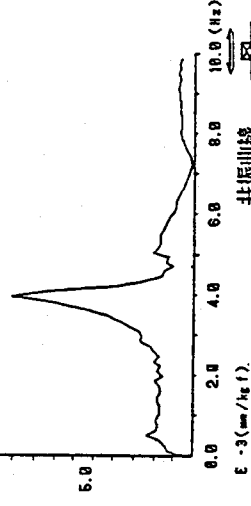


図-10 街撃波形のスペクトルと共振曲線の比較 (川越線 荒川橋梁2P)

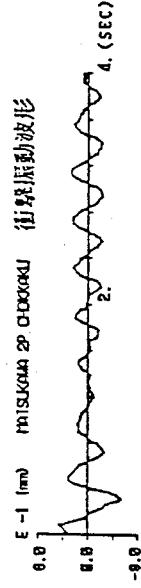


図-1.1 街舞波形のスペクトルと共振曲線の比較 (奥羽線 第2松川橋梁 2P)

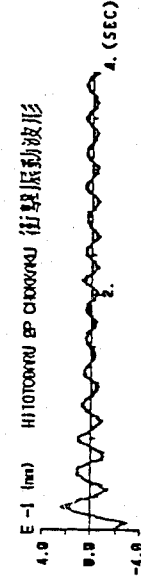


図-1.2 街舞波形のスペクトルと共振曲線の比較 (芸備線 第1小島原橋梁 2P)

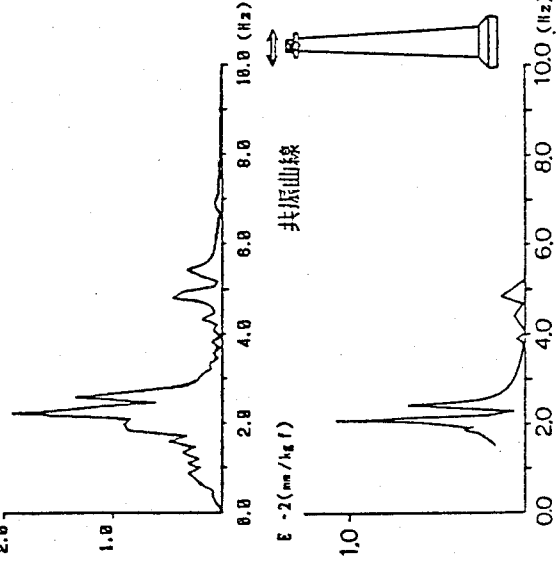


図-1.1 街舞波形のスペクトルと共振曲線の比較 (奥羽線 第2松川橋梁 2P)

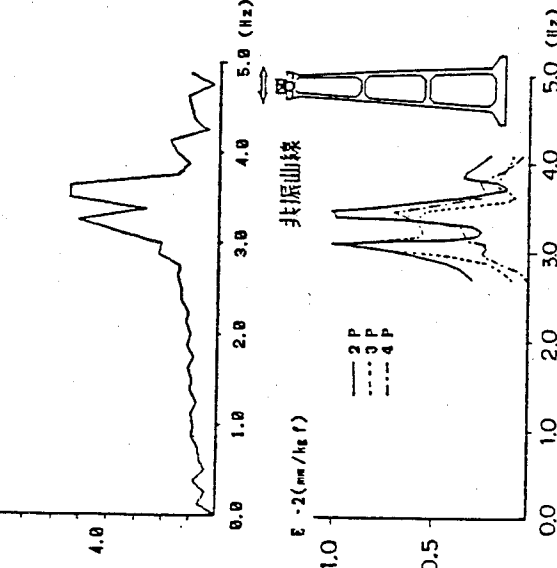


図-1.2 街舞波形のスペクトルと共振曲線の比較 (芸備線 第1小島原橋梁 2P)

表-2 橋脚の固有振動数比較一覧

橋 梁 名	振 動 実 験				街 舞 試 験 (桁 有 り)	
	橋 脚 方 向		橋 脚 直 角 方 向		橋 脚 方 向	橋 脚 直 角 方 向
	桁 有 り	桁 無 し	桁 有 り	桁 無 し		
川島橋 荒川橋梁 2P	(Hz) 5.4, 9.0	(Hz) —	(Hz) 3.0	(Hz) —	(Hz) 5.4, 9.0	(Hz) 3.9
奥羽線 第2松川橋梁 2P	—	2.9	2.1, 2.4	2.9	5.0, 6.0	2.3, 2.6
奥羽線 第2松川橋梁 3P	—	2.9	1.8, 2.4	2.8	5.0, 6.0	2.0, 2.6
奥羽線 第2松川橋梁 4P	—	2.8	1.9, 2.1 2.5	2.8	5.0, 6.0	2.0, 2.2, 2.6
芸備線 第1小島原橋梁 2P	—	4.6	3.1, 3.5	4.6	5.0, 10.5	3.2, 3.6
芸備線 第1小島原橋梁 3P	—	4.1	3.1	4.1	5.2, 10.2	3.2

5. 今後の課題

この様に簡易な試験で橋脚の固有振動数を算定できることが分かったので今後は橋脚の健全性の評価だけでなく、その他の構造物に対する利用も積極的に行いたいと考えている。

また、現状では橋脚の健全性あるいは耐震性の評価は、固有振動数や地盤反力係数の経時変化としてしか捕らえる事が出来ないが、今後これらの評価の指標となる標準値を作成することにより解決したいと考えている。

下部工健全土調査手法の改良（その3）

要 約

現在、鉄道橋の下部構造物の検査手法は新手法に移行し、その健全性を衝撃振動試験と、列車走行振動試験の二種類の試験により行なっている。この内衝撃振動試験は構造物の固有振動数を算定することによって、その健全性及び耐震性を評価するものであり、その固有振動数の算定方法は従来の方法とは全く異なったものである。

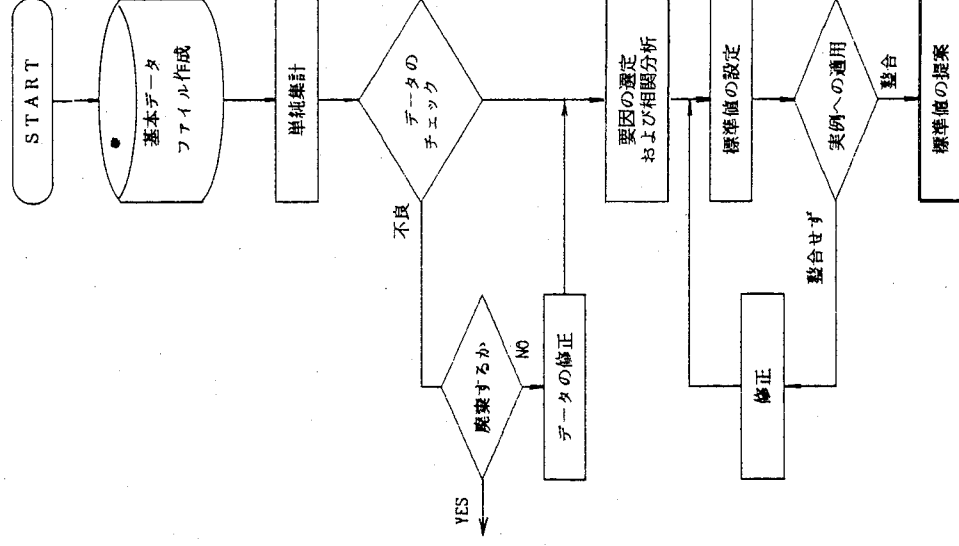
61年度は、この試験方法を実用化するために種々の検討を行なったが、健全性の判定の指標となる標準値の作成には至っておらず、その作成が急務とされていた。

本稿は、このような問題を解決するために62年度に行った、下部構造物の固有振動数に関する標準値とそれを用いた健全性の評価方法について述べるものである。

1. はじめに

既設の鉄道下部工の健全性や耐震性を判定する場合、その指標とすべき値は固有振動数である。なぜならば固有振動数は、構造物の曲げ剛性や地盤のバネ定数などと密接な関係があるため、どちらかに異常が発生しても顕著に現われるからである。

現在用いられている構造物の固有振動数の測定方法は、61年度の業務報告で述べたように、重錘を構造物に当て、その応答波形を周波数分析することにより算出する衝撃振動試験であり、この試験より算出した固有振動数の経年変化から異常を発見する方法が用いられている。しかしながら経年変化により異常を発見するには、その構造物の建設当時の初期値、すなわち健全な状態の値が必要であり、既設の構造物では測定が不可能であるため、ただ一度の測定だけでその健全性を評価するのは困難である。そこで、このような問題を解決するために、初期値に



図—1 標準値作成フローチャート

今回作成する標準値は、数量化理論による分析を主体に行なっており、分析の信頼性からみて少なくとも各区分毎に100データ以上の母集団となる必要があった。従って全有効データ334基からは前述したように

①基礎形式が直接基礎であるもの

②上部工がプレートガーダであるもの

に限定し、129基を分析の対象とし標準値の提案を行なった。

下部工構造物の固有振動数は、橋軸方向と橋軸直角方向の2方向を考えるが、本稿では図-3に示すように両者は相関係数が0.9である傾き0.87の一次回帰式で現わされるため、上部工による拘束が無く衝撃による応答が出やすい橋軸直角方向の固有振動数について解析を行なっている。

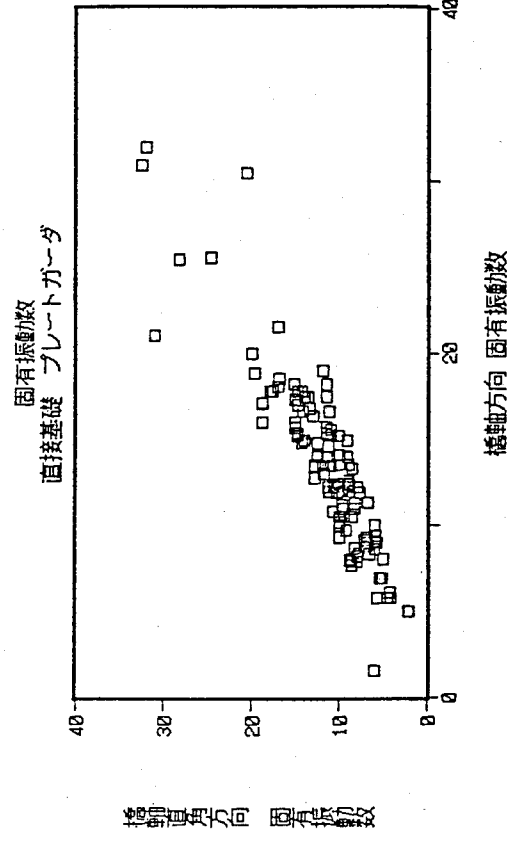


図-3 橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数の関係

橋軸直角方向の固有振動数を説明する要因は相関分析の結果と工学的な意味合いを考え合わせると次にあげる要因項目が考えられる。

- ①橋脚高さ
- ②土被り
- ③支間長
- ④桁重
- ⑤橋脚の幅
- ⑥フーチング幅

これらの内、橋脚高さとは単独では無く、土被りを差し引いた橋脚高さの方が固有振動数に対する相関係数が高く、さらに図-4に示すように、地盤の強さを示す指標として固有値解析の結果より算出される解析地盤定数により区分すると、100以下の比較的柔らかい地盤と300以上の硬い地盤とでは明確な差異を示した。これは土被りを差し引いた見かけ上の橋脚高さを考える場合、地盤の拘束性がかなり影響するためと考えられる。また桁重とスパン長は相関が強い（今回は固有振動数との相関が強い桁重）を用いることにした。橋脚の幅とフーチングの幅は本来剛性に関係するため、関連

が予想されたが固有振動数との相関係数は非常に低いため、説明要因としては用いなかった。これは橋軸直角方向は剛性が大きく、ほぼ剛体としてロッキング振動をしているためであると考えられる。

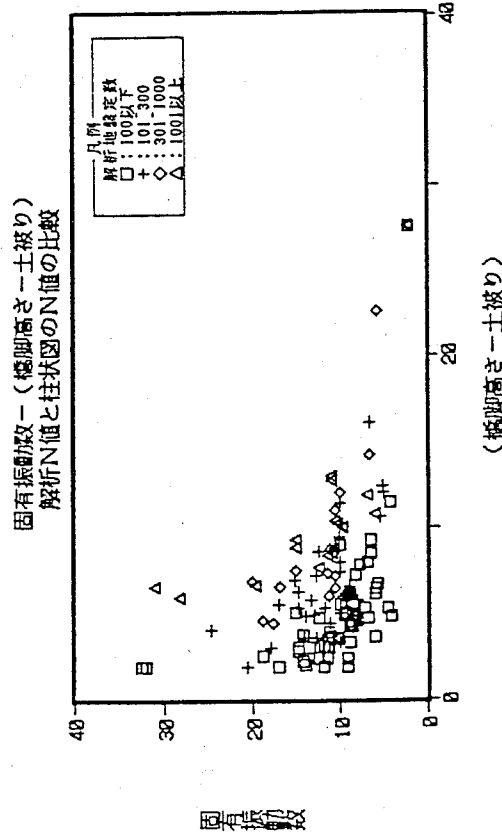


図-4 固有振動数と土被りを差し引いた橋脚高さの関係

最終的に説明要因とした

- ① 土被りを差し引いた橋脚高さ: H_d
 ② 桁重 : W_h
 ③ 解析地盤定数 : 説明区分として使用

を用いて回帰分析行なった。その結果を表-2に示し、さらに図-5には実測値との比較を示している。

表-2 回帰分析結果

地盤係数	重回帰式	算定式
100以下	$\text{Log} F = -0.568 \text{ Log} H_d + -0.015 \text{ Log} W_h + 1.337$	$F = 21.71 H_d^{-0.568} W_h^{-0.015}$
100~300	$\text{Log} F = -0.443 \text{ Log} H_d + -0.205 \text{ Log} W_h + 1.634$	$F = 43.02 H_d^{-0.443} W_h^{-0.205}$
300以上	$\text{Log} F = -0.590 \text{ Log} H_d + -0.176 \text{ Log} W_h + 1.842$	$F = 69.49 H_d^{-0.590} W_h^{-0.176}$

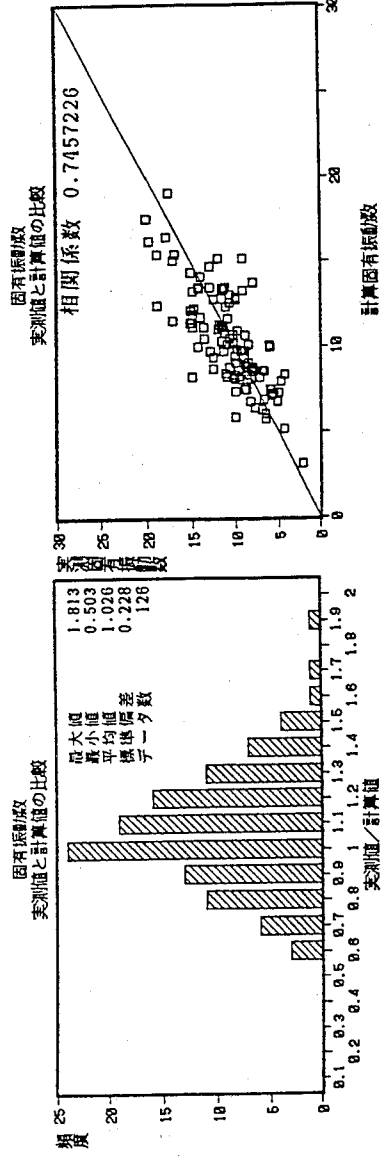


図-5 実測値と計算値の比較

以上により、橋軸直角方向の固有振動数の算定式の作成を行なった。しかしながら前記した式を標準値の算定式として用いるには係数が複雑であり、工学的精度的にみても複雑な係数はあまり意味を持たないため、表-2に示した式の係数をラウンドさせ、標準値の算定式とすることにした。以下にその算定式を示す。

解析地盤定数

算定式

$$F = 2.0 H d^{-0.6}$$

$$F = 4.0 H d^{-0.6} W h^{-0.2}$$

$$F = 7.0 H d^{-0.6} W h^{-0.2}$$

図-6には実測値との比較を示しているが、式の精度は相関係数0.69標準偏差0.26となり、十分実用に供する事が可能と思われる。

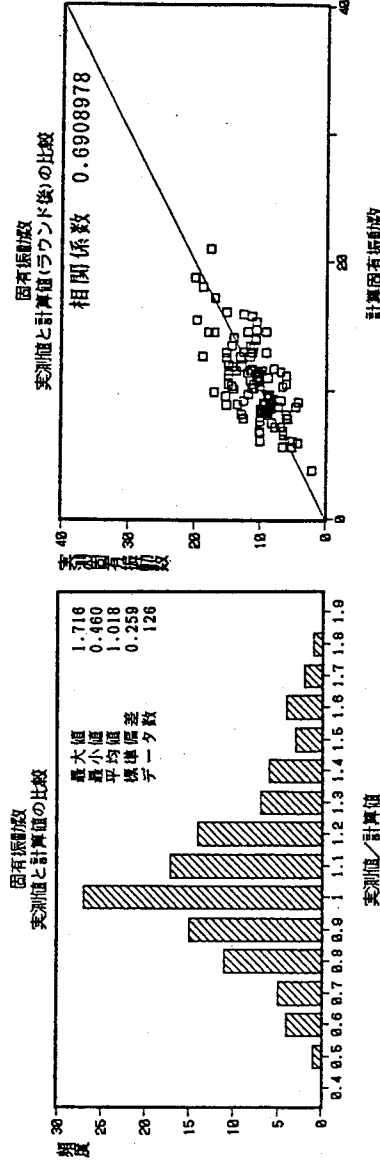


図-6 係数をラウンド後の実測値と計算値の比較

3. 実橋脚への適用

前項で作成した標準値の算定式を、明らかに健全な状態と思われる1橋脚と、変状が生じている2橋脚にたいして適用した。対象橋脚は次に示す。

- ① 東海道本線 神川橋梁 2P
- ② 高徳線 第2新川橋梁 2P
- ③ 久大線 森川橋梁 3P

神川橋梁2Pは、耐震補強工により橋脚躯体の補強とフーチングの拡張を行なった橋脚で、その性状は明らかに健全な状態であると思われる。

第2新川橋梁2Pは、昭和62年10月台風19号により洗堀の被害を受け基礎が傾斜し、被災後も支持力不足により傾斜が進行していた橋脚である。現在は矢板の打設を併用した地盤注入工により傾斜も停止している。

森川橋梁3Pは、洗堀による河床の低下が著しいため、広範囲にわたり根固を施行した。これらの橋脚について、衝撃振動試験による実測の固有振動数と算定式によって算出した標準値の比較を行なった。これは、一般的に橋脚に異常が発生した場合、固有振動数は健全な状態にたいして低い値を示すが、このような明かな異常にたいして、どのくらい低下するのかを確認するためである。その結果は表-3に示すように、健全な状態あるいは対策工を施工した橋脚は実測値が標準値に対して約9割前後を示している。これに対して異常がある状態においては、8割以下を示している。

表-3 実測値と標準値の比較

橋脚名	性状	実測固有振動値	標準値	実測値／標準値
神川橋りょう2P	健全	5.5 (Hz)	5.6 (Hz)	0.98
第2神川橋りょう2P	洗掘による傾斜進行中	5.6	9.2	0.61
	施工後	8.4	9.2	0.91
森川橋りょう3P	洗掘	7.0	9.3	0.75
	根固施工後	18.9	21.4	0.88

以上のように、標準値を利用することによって、ある程度異常と思われる橋脚の選別は可能であると思われる。また、第2新川橋梁、森川橋梁で行なったように、対策工の施工前後を比較することにより、対策工の効果も定量的に確認することが可能である。

4. 今後の課題

本解析の結果、上部工にプレートガタを有する直接基礎の橋脚に限定されるものの、精度の高い標準値の作成ができた。今後さらに他の条件の下部工に対しても適用し得る標準値とすするため、データを補充して他の上部工種別、基礎形式についても本解析で作成したのと同様な標準値の作成を行なう必要がある。

また、本解析で提案した直接基礎の標準値についても、今後のデータの集積を待って再度検討を行ない精度の向上をはかる必要がある。

④1 交通流自動観測システムについて

株式会社フジエンジニアリング

城野 玄房
大城 春雄
浜 博和
梶川 康男

金 沢 大 学

1. まえがき 橋梁の動的特性をシミュレーション手法により解析する際に、その動的応答量は走行車両に大きく影響を受けるにもかかわらず、実際の走行車両のデータはほとんどないのが現状である。また確率的な信頼性設計や極限状態設計を行う際にも交通流のデータ不足が指摘されている。そこで、交通流自動観測システム (Traffic Load Auto Measuring system, TLAM) により、供用されている橋梁で車両の走行状況の測定を行ってきっており満足すべき結果が得られたので、以下に報告する。

2. トラムシステム

2-1 測定システム 測定システムの構成は図2-1に示したとおりで、マットセンサー (CSM850×7×7250) を路面に直接両面テープ等で固定し測定を行う。メインスイッチやトリガースイッチには、加圧導電ゴム製感圧センサー (ブリヂストン社製) が使用されており通過車両によるくり返しの荷重にも十分な耐久力を示している。 データロギング装置 (DL-3000) には、2つのカウンタが内蔵されており、1つは速度検出 (精度1/32767秒)、もう一つは通過時刻計測 (精度1/2048) に使用されている。また、データ蓄積用に64kBのRAMが実装されており約4300軸分のデータ (普通乗用車で2150台分) を蓄えることができる。交通量の少ない地点であればこれでじゅうぶんであるが、高速道路など交通量の多い地点で測定を行う場合、当然メモリの不足が考えられる。そこでデータが満杯にならないように定期的にRS232C回線を介し、データをホストコンピュータに転送し、外部記憶装置に記録することができ。また、データロギング装置をホストコンピュータでコントロールすることや、データロギング装置の状態を監視することも可能である。なお、転送時間は約2.5軸/秒であり1000軸分のデータの転送するのに約400秒必要であるが、転送中であっても通過する車両があれば、割り込みがかり測定を優先させ連続測定ができる。

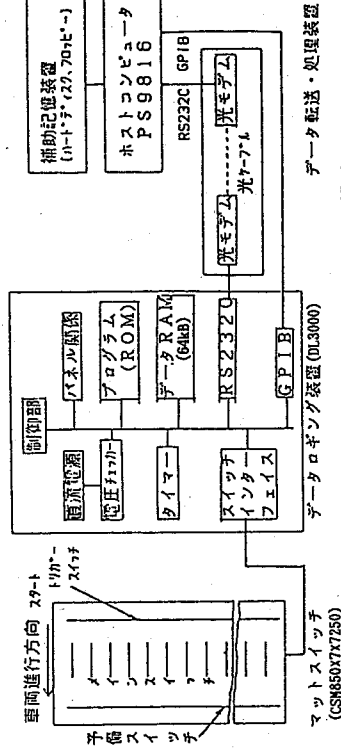


図2-1 トラムシステムの構成

2-2 測定方法の概要 走行車両が速度検出トリガースイッチを踏んだ瞬間の時刻t1が記憶され、次にストップトリガースイッチ (メインスイッチ) を踏んだ瞬間の時刻t2も記憶される。そして、タイヤがメインスイッチを離れると、72個のメインスイッチのうち踏まれたものを"1"、踏まれなかったものを"0"とし、車輪通過位置として記憶される。1軸分のデータとして、タイヤがスタートトリガースイッチを踏んだ時刻t1 (3バイト)、トリガースイッチを踏んでからメインスイッチを踏むまでにかかった時間t2-t1 (2バイト)、72個のメインスイッチの状態 (9バイト)、の都合14バイトがRAMに書き込まれて1軸分の処理が終了し、次のトリガー信号を待つ状態となる。

2-3 データ処理 補助記憶装置に記録されたデータは次に示す手順により車両のデータに変換される。まず、メインスイッチの“0”、“1”データから車輪の通過位置を計算し、車線別（走行車線、交差、追越車線）に分類する。さらに、車幅・タイヤの幅・車面の中心等も計算する。次に、タイヤがスタートトリガー・スイッチを踏んでから、メインストッパス

スイッチを踏むまでの経過時間とその距離から速さを求める。軸の速度と次に通過する軸との時間間から求めた軸間距離、車幅から判断した車種、車面中心のずれなどから同一車面の軸か否かを判断する。このような判断を各軸に対して行い、1台の車面としての通過車線、車種、軸数などを求め、各軸の平均速度をその車面の走行速度として採用している。最後に車幅や車両長（前軸・後軸間距離）、軸数などを総合的に判断して車種の確認を行っている。表2-1にトラムシステムにおける車種分類を示した。

表2-1 トラムシステムにおける車種分類表

軸間	タイヤ 種類	軸数	車種	車 間	車 間 配 列
1	1.3m		軽自動車		
1	1.3m		小型車		
2	2.0m	2	中型車		
			大型車		
	2軸車				
	3軸車	3			
	4軸車	4			
	5軸車	5			

3 トラムシステム測定実績

これまでに行われてきた、トラムシステムによる測定実績は次のとおりである。

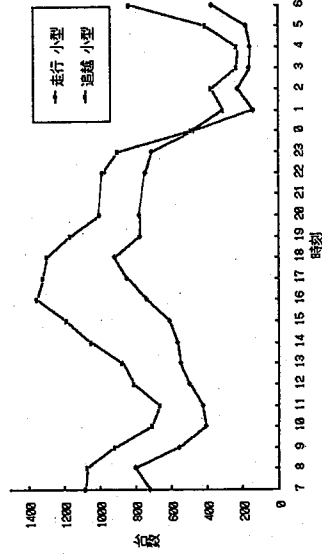
表3-1 測定実績

年	月	測定箇所	車線数	年	月	測定箇所	車線数
1985	10	国道8号石川県松任	2車線	1988	4	阪神高速神戸線姫島料金所	1車線
	11	国道8号金沢市朝野川橋	2車線		6	国道8号石川・富山県内橋梁	2車線×4地点 対面2車線×6地点
	11	阪神高速神戸線大和田	1車線		7	国道8号石川・富山県内道路	対面2車線×2地点
	11	阪神高速湾岸線大和川	2車線		8	中国自動車道	対面2車線×2地点
1986	6	国道8号石川県津幡	対面2車線			(トンネル内外同時測定)	
	12	建設省土木研究所	試験路1車線	11		常磐自動車道(駒形・A.板)	2車線
1987	2	阪神高速松原線阿倍野	2車線	11		東北自動車道(沼・川崎)	対面2車線
	10	国道8号石川・富山県内	2車線×4地点	2		首都高速道路(羽田)	2車線
			1車線×4地点	3		首都高速道路(高井戸)	2車線
	10	国道4号仙台市内	2車線	3		名神高速道路(彦根・トネル)	2車線
	11	東北自動車道(駒・始・鶴)	2車線			(トンネル内外4地点同時測定)	
	12	常磐自動車道(いわき)	2車線	6		名神高速道路(彦根・トネル)	2車線
	12	大阪市道中央線法円坂高架橋	2車線				

4. 測定結果 これまでに行ってきた測定のうち、高架道路で行った測定の結果を示す。

(1) 車種別交通量 通過した車両の台数を車線別、車種別に数え経時変化の様子を図4-1に示した。これによると小型車については、走行車線を走行するものが37%、追越し車線が60%であった。一方、大型車（大型車および中型車）については、その混入率は全体の約30%で、そのうち53%が走行車線を、42%が追越し車線、5%が車線の中央を走行しており、全体的に見て大型車は走行車線、小型車は追越し車線を走行するものが若干多かった。また4軸以上の重量車（トレーラー）については、その70%が走行車線を走行していた。

(台)



(台)

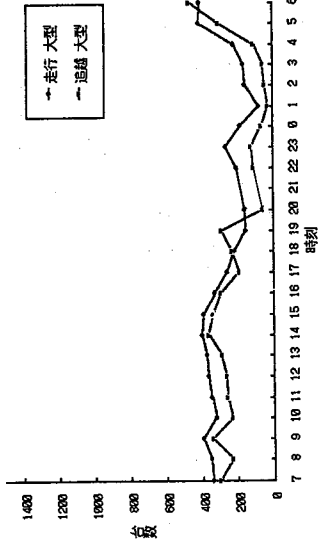


図4-1

交通量経時変化

(2) 車輪中心通過位置 通過した車両のうち大型車の車輪の通過位置を24時間分集計し、その頻度分布を図4-2に示した。走行車線を走行する大型車は車線のほぼ中央か、若干路肩にいった位置を走行しており、そのばらつきは比較的小さい。一方、追越車線を走行する車両は車線のほぼ中央を走行しているが、走行車線を走行する車両よりも若干ばらついていた走行位置の分布を示した。図4-3に1時間ごとの車輪通過位置平均値の経時変化を示した。平均値は実線で示し、破線は平均値プラスマイナス標準偏差の値を示している。走行車線を走行する車両の通過位置は、時間によってあまり変化を見せないが、追越車線では昼時間帯は路肩よりを走行し、夜時間帯はセンターラインによって走行している傾向がみられた。また測定当日、夕方より降雨があり、マットの設置状態確認のために22時頃交通規制を行ったため、この時間帯の車両の通過位置は他の時間帯と大きく異なっている。

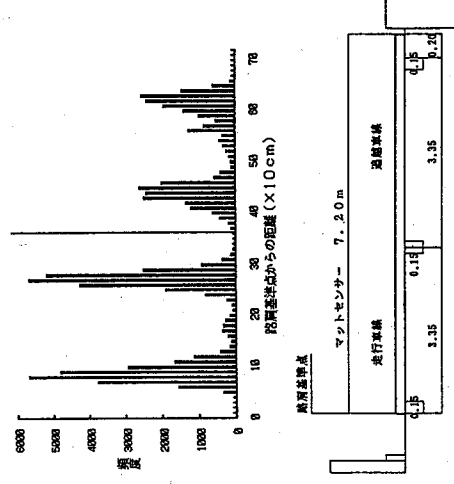


図4-2 大型車車輪通過位置頻度分布

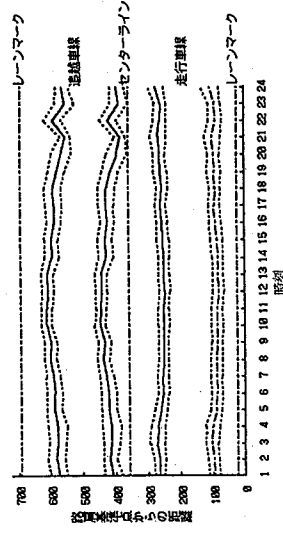


図4-3 大型車車輪通過位置経時変化

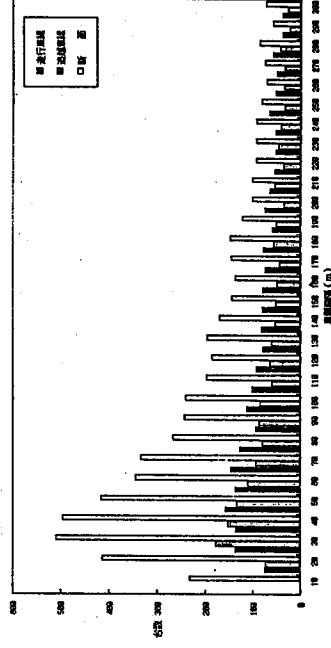


図4-4 大型車相互の車頭間隔

(3) 大型車相互の車頭間隔 橋梁の振動に対して影響の大きい重量車 (大型車) に着目し、その車頭間隔の頻度分布をヒストグラムにして図4-4に示した。一般走行車両の車頭間隔は指数分布であるといわれているが、大型車相互の車頭間隔も同様な分布形状を示した。また、車線別に見ると、通過台数の差がそのまま頻度にあらわれているようであるが、30m~40mの短い車頭間隔の車両は追越車線の方がわずかながら多い傾向を示した。

[illegible]

大型車が1つのスパンに載荷されるパターンを、右図4-5に示したような12のパターンに分類し、その出現頻度を一覧表にまとめ表4-1に示した。なお、スパンの長さは任意に設定できるが、当該橋梁は1スパン30mであったのでこの値で計算を行った。表4-1からこの橋梁が考えうる最大の荷重を受けたと考えられるパターンが24時間の連続測定で3回、また1スパンに同時に3台の大型車が載荷されたパターンが合計で6回あった。さらに、同一車線内に2台同時に載荷されるパターンが走行、追越車線合計で402回であった。

図4-5 大型車載荷パターン

表 4-1-1 載荷パターンごとの頻度分布一覧表

	2:20	4:20	6:20	8:20	10:20	12:20	14:20	16:20	18:20	20:20	22:20	0:20	24hours
PATTERN 1	302	425	412	331	342	372	323	260	175	215	351	176	3694
PATTERN 2	125	339	396	343	353	400	310	203	153	74	215	125	3046
PATTERN 3	14	43	44	21	23	36	26	15	12	16	28	5	283
PATTERN 4	17	8	17	9	24	10	14	11	25	22	20	6	183
PATTERN 5	6	16	41	30	38	37	13	13	14	7	8	6	235
PATTERN 6	7	29	34	22	36	32	23	15	7	10	14	6	235
PATTERN 7	7	24	36	19	20	17	15	14	6	6	12	5	181
PATTERN 8	1	1	0	0	0	2	3	0	2	4	3	1	17
PATTERN 9	1	2	2	2	1	3	1	1	0	3	2	0	18
PATTERN 10	1	4	4	3	2	0	1	0	0	2	3	0	20
PATTERN 11	0	1	0	0	0	1	0	0	1	4	1	1	11
PATTERN 12	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	1	0	3

5. おわりに

従来、道路を走行する車両に関するデータを収集するために是非常に多くの費用および労力が必要とされてきたが、そのわりに人手に頼ることが多いために計測誤差が問題にされ、データの質が疑問視されることが多かった。トラムシステムは、比較的安価でしかも、きめのこまかな大量のデータを高速で処理することが可能である。しかし、トラムシステムで計測を行う場合センサーマットを路面に接する必要がある若干の交通規制が必要である。また測定中、センサーマットが路面からはがれる可能性はゼロとは言いい切れないが、名神高速道路彦根トンネルをはじめ、高速で走行する重量車が非常に多いうえに、縦断勾配の大きい地点での雨中の測定も行なったが、センサーマットがはがれるといったことはなく安定した計測が実施出来た。しかし、重量車が多数通過するために断線が考えられ、また冬季の低温時におけるゴムの硬化・収縮などの問題点があり、部分的な対策も今後必要である。

現在までに実施した測定では、速度や通過位置の交通流全般の調査が、主な目的であった。今後予想される目的としては、自動車交通流に関する多くのデータを得ることが可能なることから、騒音、振動等の道路環境に関する測定との併用により、より詳細なデータ処理を行うことが可能となる。

また、ゴム光ファイバ圧感センサーを利用し軸重を直接計測できるシステムを開発し、現在実験段階で
あり逐次その結果を報告する予定である。今後は、人手を煩わさずに安価でバランスのとれた精度の計測を、
行うことのできるシステムとして、総合的なデータを多方面に提供することが可能となるだろう。

参考文献

- 1) 梶川・西沢・根本：可搬式自動車交通流自動観測システムの開発。

土木学会論文集, VI-8, 1988年

④2 走行荷重による鋼道路橋の動的な疲労シミュレーション解析

金沢大学工学部
鹿島建設㈱

梶川康男
織田一郎

1. はじめに

主要幹線道にある道路橋は、通行する車両の大型化と台数の増加により、設計当時には予想もしなかった高応力振幅の繰返しを受けており、橋梁形式によっては疲労破損の問題が持ち上がっている¹⁾。そのため、各方面で、損傷状態の実態調査²⁾、疲労試験結果のデータベース化^{3), 4)}、実交通下における構造部材の応力頻度の計測および疲労亀裂進展寿命の評価法に関する研究^{5), 6)}が進んでいる。疲労損傷に関する調査については、図-1に示すような流れ⁷⁾に沿って行われるのが望ましいが、自動車荷重の実態調査方法⁸⁾と解析による損傷予測の手法が確立されていないのが現状である。

ところが、最近の解析手法の発達は、数値計算によって動的影響を含めた道路橋の3次元の挙動を把握することを可能にしているが、今のところ損傷原因の究明や保守、補修方法の合理化等に生かされているとは言いがたい。そこで、本研究では、疲労に関する研究成果のより有効な活用のため、モーダルアナリシスに基づく3次元の解析手法を開発し、実際に損傷が

見られた橋を参考にして、モデル橋を対象にシミュレーション解析を実施することによって、本解析法の妥当性の検証を行い、応力の動的成分による繰返しが疲労損傷に及ぼす影響を求めるとともに、自動車荷重列モデルに対する橋梁部材の損傷度を求め、大型車の存在が疲労損傷に与えている影響について定量的な検討を行った。

2. 立体骨組構造の動的応答解析

大規模な橋梁構造を立体解析しようとするとき、マトリックスの元数がかなり増加して計算機の容量を圧迫する。しかも、車両の移動を考えるため、載荷位置が時間的に変化するため、外力ベクトルの扱いが複雑になる⁹⁾。このような理由から多自由度の運動方程式を直接積分法によって解くことは不適当であるため、固有モードの直交性を用いてモード座標系への変換を行い、モーダルアナリシスを用いることとした¹⁰⁾。

まず、解析の対象としたのは、アーチ径間54m、橋長61.6mの実在する2ヒンジアーチ(図-2)を参考にして部材断面を決め、アーチリブ・補剛桁・縦桁・横桁・垂直材はFEMによって立体骨組(図-2参照)にモデル化し、コンクリート床版については三角形板要素として

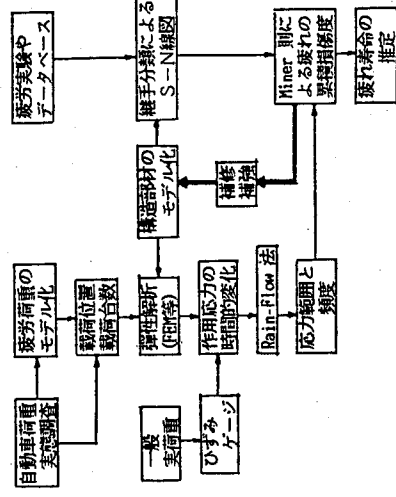


図-1 疲労照査の流れ

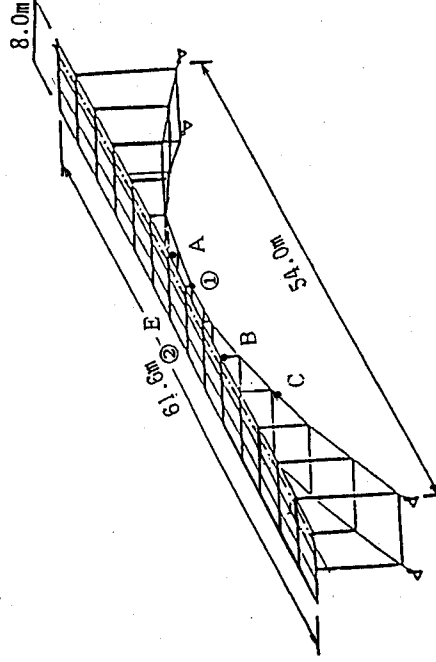


図-2 対象としたアーチ橋

考慮した。このモデル橋の固有値と固有モードについてはサブスペース法¹¹⁾によって求めた。図-3に固有振動数と振動モードを示した。図中、() 内に示した数値は実測された振動数であり、解析で求めた振動数は比較的良好に類似した値が得られており、質量と剛性の評価がほぼ妥当な出たと考えよう。

つぎに、橋梁構造を有限要素法によって離散化し、変位ベクトル $\{u\}$ で変形を表わす。また、剛性、減衰、質量の特性を表わすマトリックスをそれぞれ $[K]$, $[C]$, $[M]$ とし、車両による外力ベクトルを $\{f\}$ とすると、多自由度系の運動方程式が得られる。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{f\} \quad \text{--- (1)}$$

一方、固有ベクトル $\{\phi_i\}$ の直交性より、橋梁の変位、速度及び加速度は次のように表わすことができる。すなわち、

$$\{u\} = \sum_{i=1}^n q_i \{\phi_i\} \quad \text{--- (2)}$$

$$\{\dot{u}\} = \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \{\phi_i\} \quad \text{--- (3)}$$

$$\{\ddot{u}\} = \sum_{i=1}^n \ddot{q}_i \{\phi_i\} \quad \text{--- (4)}$$

ただし、 q_i , $\dot{q}_i$, $\ddot{q}_i$ は i 次のモード座標であり、それぞれのモードの物理座標系での変位、速度、加速度に対する影響度を示す。

さらに、路面凹凸と自動車の走行の影響を考慮し、橋梁と自動車系の運動を表す連立微分方程式をニューマークの β 法によって数値積分することによって、任意時刻の橋梁のモード応答量を表わす q_i を得ることができる。よって、 q_i を用いると、任意の着目点の動的な影響をも考慮した応力 σ_{sd} は次式で求められる。

$$\sigma_{sd} = \sum_{i=1}^n q_i \sigma_i \quad \text{--- (5)}$$

ここに、 σ_i は固有ベクトルが $\{\phi_i\}$ で与えられた場合の基準点の応力である。動的応答計算の流れを図-4に示す。このような方法で、立体構造物であっても後で示すように十分な精度の解析値が得られる。これは、固有値と固有モードの精度に依存していると考えられている。

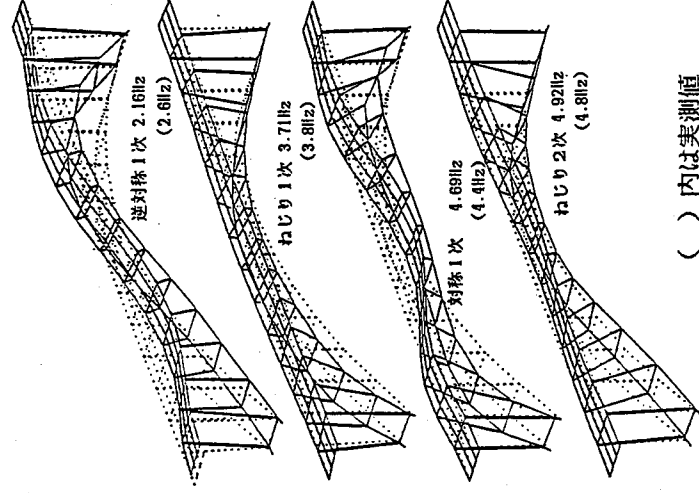


図-3 固有振動モードと振動数
() 内は実測値

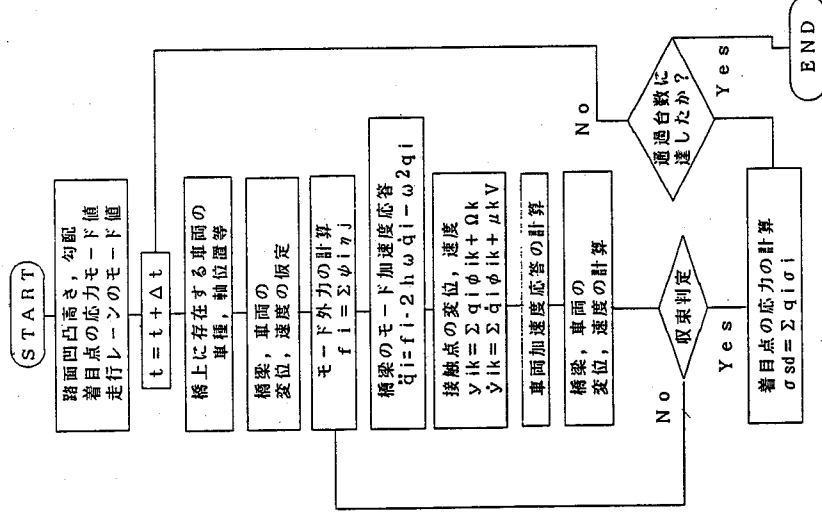


図-4 動的応答の計算の流れ

3. 解析モデルの妥当性と数値解析例

モデルとした橋梁では試験車（後軸にタンデム2軸、総重量21トン）による走行試験（試験車の走行状態は図-5参照）が実施されているので、試験車走行時の条件に従って応答解析を行い、解析結果と測定結果との比較を行った。試験車は図-6に示したように後軸にタンデム2軸を考慮したモデルとした。

ここでの解析の車両走行位置が縦桁間であるので、走行位置でのモード値として面縦桁の平均値を用いた。路面凹凸についてはモデルとした橋梁では計測されていないので、阪神高速道路で実測されたデータを用い、橋梁の加速度値が実測値とほぼ一致するように凹凸高さを調整して用いた。応答解析には10次までの固有モードを考慮し、各モードの減衰定数として0.015を用いた。

アーチクラウン付近の最大変位と垂直材上端の最大応力を、解析結果とともに図-7、8に示した。なお、CASEは試験車の走行状態を示しており、図-5の3ケースである。CASE1とCASE2では計測結果と解析結果はよく一致しており、CASE3では3台の自動車の走行状態や載荷状態を忠実に表していないためか解析値が計測値よりも大きくなっている。しかし、おおむね十分近似した結果が得られており、本解析法が実橋の応力状態を十分シミュレーションしているものと言えよう。

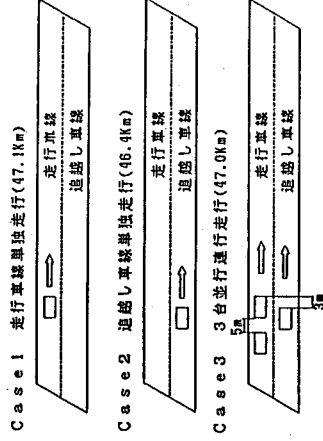
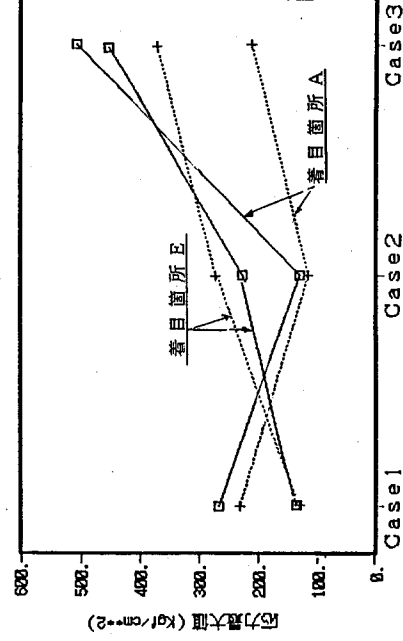
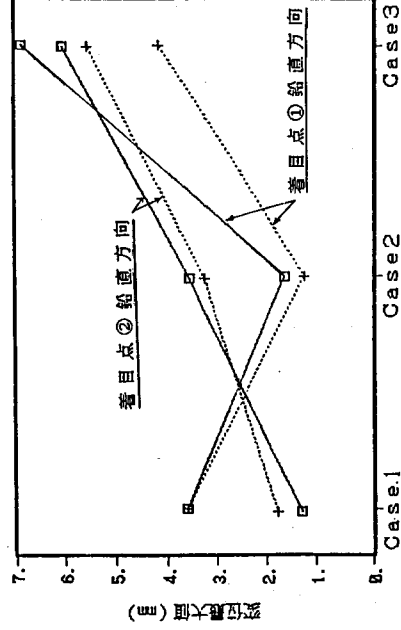
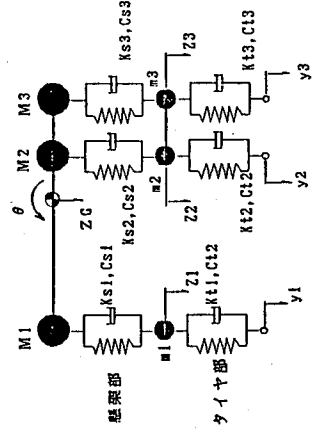


図-5 試験車走行時の走行パターン



4. 疲労損傷に及ぼす振動の影響

車両が走行したときの動的応答解析により、橋梁主要部材（例えば、垂直材とアーチリブなど）の軸力と曲げによる応力（図-9）の履歴を求めることができる。その結果、あらかじめ、着目箇所（の継手形式に対応するS-N線図が分かっている）によって動的応力波形の応力範囲と頻度をカウントし、マイナー則に基いて、疲労損傷度を計算することができる。ここでは、まず、大型車両（20トン）が走行車線を通過したときの垂直材とアーチリブの疲労損傷度（S-N線¹³⁾については、垂直材にはECCST1をアーチリブにはECCS80を用い、修正マイナー則を使用、図-10参照）を求めることとした。

まず、動的な応力を含めた全応力 σ_{SD} ならびに静的な応力 σ_s に対して求めた損傷度を、それぞれ全疲労損傷度 D_{SD} 、静的疲労損傷度 D_s と定義し、しかも、 D_{SD}/D_s を動的疲労係数 D_r と定義した。ここでは、疲労損傷度の動的割増率を示す動的疲労係数がどのようなパラメータに影響されるかを検討した。図-11(a)には路面凹凸高さを標準高さの1、2、3倍に変化させた場合を示した。路面の凹凸が大きくなるに従って動的疲労係数が大きくなり、路面凹凸が疲労損傷に影響を及ぼしていることがわかる。図-11(b)には走行速度による影響を示したが、低速の場合にはその影響が小さいことを示している。図-11(c)には車頭間隔として、連行台数を变化させた場合の結果であるが、垂直材ではその影響を受けないが、アーチリブでは台数の増加に従ってその影響も大きくなっていく。

動的疲労係数をそのまま設計係数として用いることは考えていないが、何らかの形での動的な影響係数が設計上必要ではないかと考え、その一例を示した。

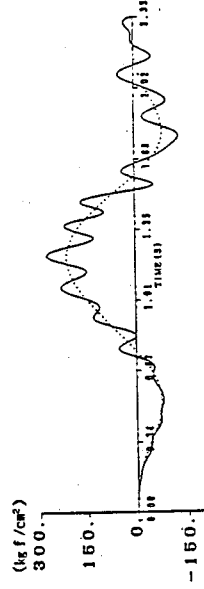


図-9 応力波形 実線； σ_{SD} 破線； σ_s

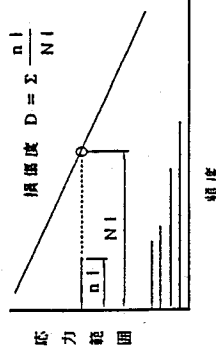


図-10 S-N線図とマイナー則（概念図）

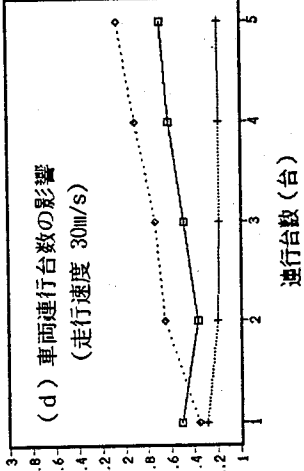
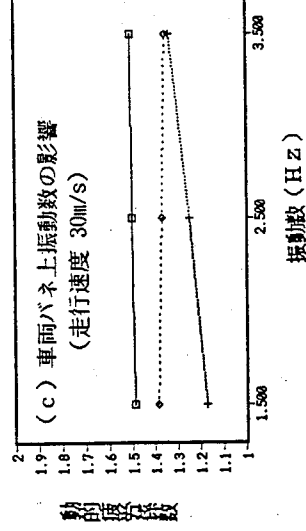
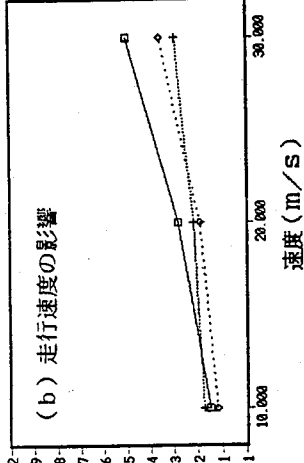
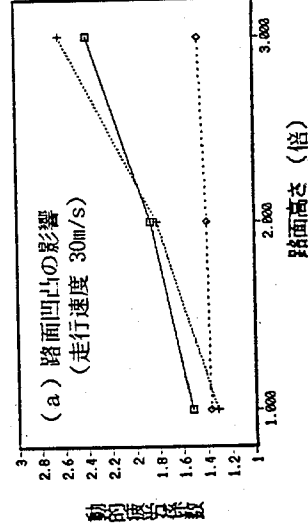


図-11 動的疲労係数への影響 □ 着目箇所A + 着目箇所B ◇ 着目箇所C

5. 自動車荷重列による疲労損傷度の推定

ここでは、実交通下での道路橋の疲労損傷度を推定するため、従来の研究^{4)~7)}を参考に、モンテカルロ法によって移動車両列のサンプルを作成して解析を行った。

1) 自動車荷重列の作成

まず、大型車（最大積載時の総重量が10tf以上、モデル橋での混入率26%）を代表的な5タイプに分類して（図-12参照、懸架バネ定数は基本総重量時に3Hzあるいは2Hzになるように設定）それぞれタイプの混入率、軸種、軸距、車両重量分布（図-14）等を阪神高速道路での活荷重の調査結果¹⁴⁾、ならびに自動車諸元表¹⁵⁾を参考に決定することとした。表-1に示した各大型車についての空車・積載車・過積載車の比率によって一様乱数から車種を定めた。そして、表-1に示した車両重量の確率分布形（図-13のように空車には正規分布、積載車には対数正規分布、過積載車には指数分布）から乱数によって重量を求めた。ただし、表-1に示した重量の上限と下限値を設けた。さらに、求められた重量を図-12に示した軸重の比によって各軸に振り分けた。

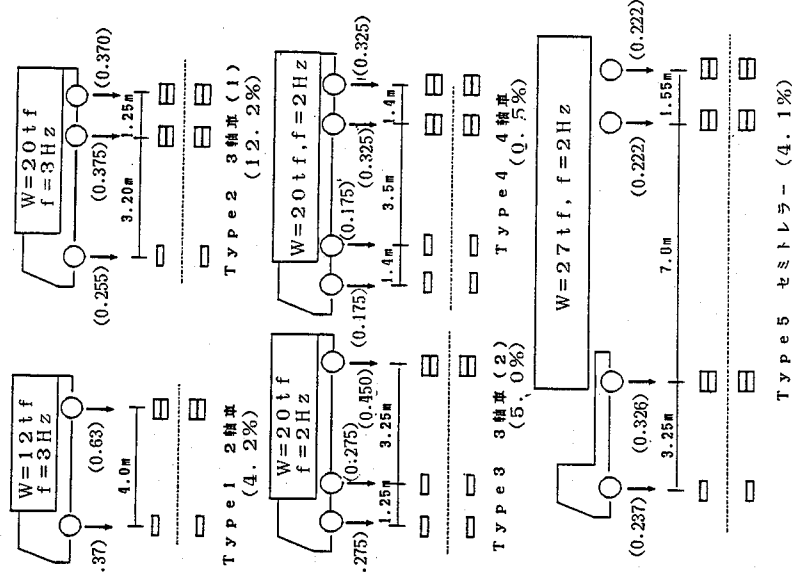


図-12 損傷計算に用いた大型車のモデル

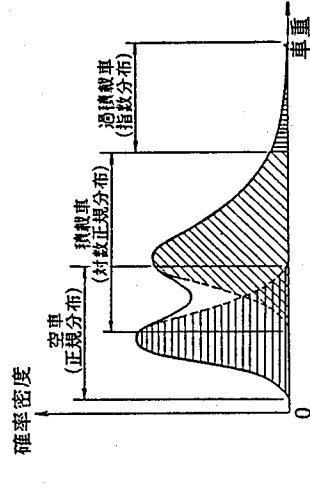


図-13 積載による重量分布の概念

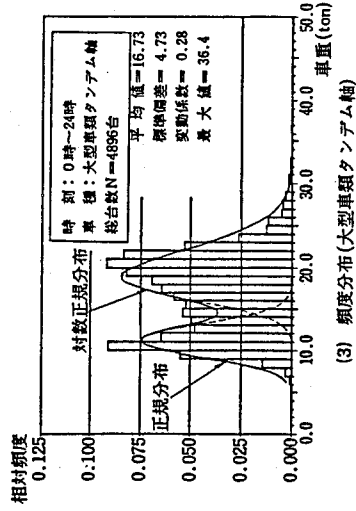


図-14 各車種の重量頻度分布（文献14より引用）

また、走行車線と追越し車線の独立な流れを考え、交通量は1600台/時/車線とし、車頭時間間隔には、位相が3のアーラン分布を用いた。以上の仮定に基づき、図-15に示したフローに従って、表-2に示す3種類の自動車荷重列を1時間分(2車線で3200台/時、モデル橋での交通量は77000台/日である)でその時間平均交通量)を作成した。そのうち、①は対象とした橋梁の実際の交通流を想定したものであり、②は軸重逆反車の影響を調べるため、すべての車種の車両重量の上限値を20tfとしたものである。そして、③は①の交通流が渋滞した場合を想定したものであり、走行速度を40km/hとし、平均車間距離も1/2とした。①~③の自動車荷重列の作成には同一の乱数の初期値を与えることによって、全く同じ特性を有するサンプルを得た。

2) 応力頻度分布に関する考察

以上の移動荷重列サンプルが走行した場合の応答解析を行い、疲労損傷度の計算をした。計算結果の一例として着目箇所A(垂直材、SN線図ECCS71)の応力ヒストグラムを図-16に示した。荷重の重量特性が同じである、①と②では類似のヒストグラムとなっている。③はすべての車種の車両重量の上限値を20tfとしたものであり、①との違いは明らかであり、荷重列の車両の到着特性が全く同一であることを考慮すると、①と③における500kg/cm²を超える高応力振幅の繰り返しは、20tfを超える車両の影響であることがわかる。

表-1 各車種の混入率と重量分布形

車種分類		車種混入率	分布形	μ	σ	上限値	下限値
大型車種2軸 (Type 1)	空車	2.40 (%)	NOR	7.46	2.13	14.0 (tf)	3.5 (tf)
	積載車	1.78	LOG	14.18	2.61	20.0	7.6
	過積載車	0.01	EXP	22.20	2.20	40.0	20.0
大型車種タンDEM軸 (Type 2~4)	空車	6.20	NOR	11.51	2.11	17.8	5.8
	積載車	11.42	LOG	20.30	3.37	30.0	11.5
	過積載車	0.09	EXP	32.29	2.29	60.0	30.0
トレーラー類 (Type 5)	空車	1.60	NOR	13.67	2.97	22.6	5.2
	積載車	2.50	LOG	25.60	10.67	79.0	13.7

注) μ : 各分布の平均値(tf) σ : 各分布の標準偏差(tf)

NOR : 正規分布 LOG : 対数正規分布 EXP : 指数分布

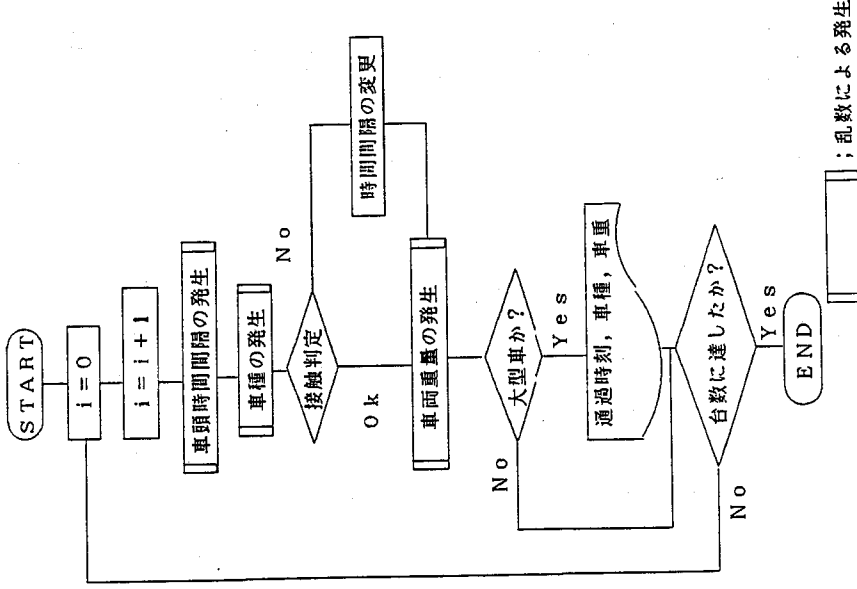


図-15 自動車荷重列発生の流れ

表-2 自動車荷重列モデル

	速度(km)	平均車頭間隔(m)	車重の上限値(tf)
交通流モデル①	80.0	50.0	79.0 (トレーラー類)
交通流モデル②	80.0	50.0	20.0 (T20荷重)
交通流モデル③	40.0	25.0	79.0 (トレーラー類)

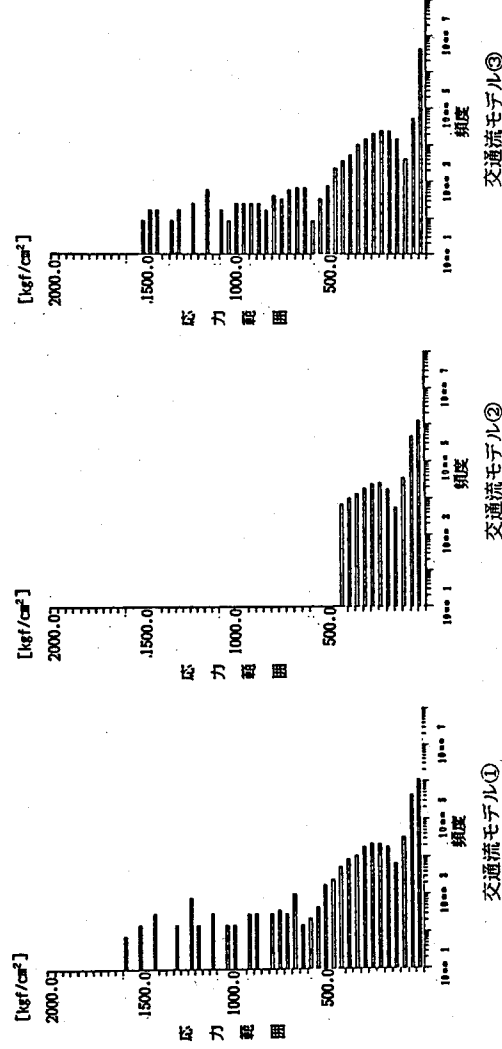


図-16 垂直材上端 (A) の応力ヒストグラム

3) 疲労損傷度に関する考察

各荷重列モデルに対する着目箇所 (図-17 参照) の1時間分の疲労損傷度と動的疲労係数をまとめて表-3に示した。疲労損傷度について、20tfを超える車面が疲労に与えている影響は大きく、損傷度が3倍以上になっていることがわかる。そして、③の交通流が渋滞した場合を想定した場合も①の通常の交通流を想定した場合とでは大きな差異はなく、

走行速度の違いによる動的な影響を考えると、この程度の渋滞状況では大型車の同時乗荷の影響は小さいことが予想される。実際の交通流と渋滞時の交通流による動的疲労係数は最大で約1.4であり、動的な成分による損傷度の割増しは0.4程度であることがわかる。一方、②の交通流に対する動的疲労係数はみかけ上、大きくなっているが、これは大振幅の応力成分が生じない分、損傷度が小さく、動的振幅の影響が相対的に大きく現れるためである。

表-3 荷重列 (1時間) による疲労損傷度と動的疲労係数

(a) 着目箇所 A (垂直材)

	損傷度 (1/時)	動的疲労係数
交通流モデル①	81×10^{-6}	1.322
交通流モデル②	27×10^{-6}	1.787
交通流モデル③	63×10^{-6}	1.000

(c) 着目箇所 C (ア-チリブ)

	損傷度 (1/時)	動的疲労係数
交通流モデル①	6.9×10^{-6}	1.371
交通流モデル②	2.0×10^{-6}	1.758
交通流モデル③	6.3×10^{-6}	1.267

(b) 着目箇所 B (垂直材)

	損傷度 (1/時)	動的疲労係数
交通流モデル①	52×10^{-6}	1.079
交通流モデル②	17×10^{-6}	1.297
交通流モデル③	57×10^{-6}	1.035

(d) 着目箇所 D (縦桁 G1)

	損傷度 (1/時)	動的疲労係数
交通流モデル①	0.96×10^{-6}	1.296
交通流モデル②	0.29×10^{-6}	1.609
交通流モデル③	1.01×10^{-6}	1.434

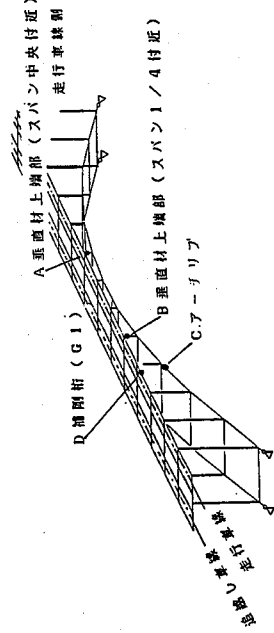


図-17 疲労損傷着目箇所

6. まとめ

走行荷重による道路橋の立体応答解析の手法を開発し、モデル橋に対して解析を実施することによって本解析法の妥当性を検証した。さらに、そのモデル橋に対して走行荷重に対する疲労損傷解析手法を行い、疲労損傷に及ぼすパラメータを求めるとともに、疲労損傷に及ぼす振動の影響を求めた。

今後、さまざまな形式橋についても疲労損傷解析シミュレーションを実施し、本手法の確立を計るとともに、疲労設計法の一つとして提案していきたいと考えている。その場合にも、つぎに示すような多くの解決すべき課題がある。

(1) 立体構造のうち、主構造の骨組については本解析で示したように比較的よく実測値あるいは実験値を再現しているが、自動車荷重が直接載荷される床組（縦桁・横桁・床版など）については問題がある。さらに、検討の余地があるが、はたしてこれらを全体系の立体で解析する必要があるのだろうか？

(2) 図-1にも示したが、自動車荷重について、調査方法の開発を含めてその実態を詳細に検討する必要がある。これについては、文献8)にその一例を示したように努力はしているが、まだまだ試行錯誤の段階であり、もう少し時間と根気が必要である。また、荷重調査と同期された疲労損傷の計測もそれらの実態を把握する上で今後、実施されるであろう。

(3) 本解析において、橋梁の振動成分が疲労損傷にどの程度影響しているのかの例を示したが、このような観点からの橋梁の動的振動の問題の検討が大に行われ、やがて道路橋の設計に採り入れられていくことを期待している。どのような形になるかは、今後、検討しなければならない。

参考文献

- 1) 国広・井上：道路橋の疲労設計、道路、P54～P64、1972。
- 2) 土木学会疲労変状調査委員会：鋼橋の疲労変状調査、土木学会論文集、第368号、pp. 1-12、1986。
- 3) 三木・坂野・鎭石・福岡：鋼橋の疲労損傷例のデータベース構築とその分析、土木学会論文集、第392号、pp. 403-410、1988。
- 4) 坂巻・山田：疲れ試験データベースの作成とその利用、土木学会論文集、pp. 547-553、1985。
- 5) 三木・後藤・村越・鎭石：シミュレーションによる道路橋の疲労設計荷重の研究、構造工学論文集、Vol. 32A、pp. 597-608、1986。
- 6) 藤野・バルテリ・三木・伊藤：車両の同時載荷が道路橋の疲労損傷に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol. 33A、pp. 775-785、1987。
- 7) 山田・梶川：橋梁の疲労設計、土木学会中部支部昭和63年度技術講習会テキスト「構造物の新しい設計法の考え方」、pp. 75-96、1988。
- 8) 梶川・西沢・収本：可搬式自動車交通流自動観測システムの開発、土木学会論文集、第391号、1988。
- 9) 川谷・小松・佐々木：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究、土木学会論文集、第392号、pp. 351-358、1988。
- 10) 前田・米田・西土・磯：走行車両による立体骨組構造物の動的応答解析と留意点、川田技報、第6巻、pp. 115-119、1987。
- 11) K. J. Bathe・E. L. Wilson著・菊池文雄訳：有限要素法の数値計算、科学技術出版社、1979。
- 12) 遠藤・井上：レインフロー法の考え方とその応用——疲労の累積被害評価法、日本溶接学会誌、第706号、1988。
- 13) ヨーロッパ鋼構造協会連合(ECCS) TC-6：鋼構造物の疲労設計指針（日本鋼構造協会訳）、1987。
- 14) 阪神高速道路公団：阪神高速道路における活荷重実態調査と活荷重評価のための解析、1984。
- 15) 自動車技術会：自動車諸元表、昭和57年度版。

編集後記

第1回橋梁振動に関するコロキウム（1987年7月開催）の際には、「講演概要・資料集」を刊行いたしましたところ、なかなかの好評で、編集担当者として安堵いたしました。

さて、今回、第2回橋梁振動に関するコロキウム（俗称、橋梁振動コロキウム'89）を開催するにあたり、資料集の発行にはまだ2年しか経っていないために、前回とは異なった趣向の企画をとの判断から、「橋梁振動に関するコロキウム論文報告集」の刊行に至りました。論文募集を広く行いましたところ多くの論文の投稿をいただき、ありがとうございます。6月末に締切り、7月6～8日金沢大学工学部に6名の編集委員が集まり、全論文に目を通し、審議の結果、必要な修正あるいは意見を各著者に連絡し、再提出をお願いいたしました。その結果、この論文報告集が出来上りました。

最後に、多忙中にもかかわらず、論文や報告を執筆・投稿していただきました各著者の皆さん、および編集会議に参加していただいた編集委員各位に感謝いたします。

橋梁振動コロキウム論文報告集編集委員代表 梶川康男

第2回 橋梁振動に関するコロキウム論文報告集

1989年7月25日 印刷

1989年8月1日 発行

編集・発行

橋梁振動研究会

金沢市小立野2丁目40番20号

金沢大学工学部土木建設工学科内

TEL.(0762)61-2101(内線248)

印刷所 株式会社 山 越

金沢市兼六元町3-78

TEL.(0762)22-1177
