



道路政策の質の向上に資する技術研究開発

成果報告レポート

No. 17-8

研究テーマ

多機能検査車走行による道路構造物の健全性評価

平成20年7月

研究代表者：京都大学大学院・教授

共同研究者：京都大学大学院・助教

大阪市立大学大学院・准教授

(株)ニチゾウテック・部長

(株)東京測器研究所・工場長

(財)海洋架橋・橋梁調査会・構造課長

杉浦 邦征

大島 義信

山口 隆司

小林 義和

岡野 晴樹

陵城 成樹

新 道 路 技 術 会 議

目次

概要.....	1
第1章 研究の背景と目的.....	3
1.1 はじめに.....	3
1.2 橋梁の現状と損傷形態.....	3
1.3 研究の目的および検討項目.....	4
第2章 走行車両による橋梁の固有振動数推定手法に関する検討.....	7
2.1 はじめに.....	7
2.2 計測車両.....	8
2.3 計測車両による橋梁での走行実験.....	10
2.4 走行実験結果.....	12
2.5 まとめ.....	17
第3章 波形処理の高度化に関する検討.....	19
3.1 はじめに.....	19
3.2 車両の振動応答に基づく橋梁の固有振動数推定法.....	19
3.3 車両走行実験.....	21
3.4 同定結果.....	23
3.5 まとめ.....	25
第4章 走行車輛の応答による橋梁の損傷同定に関する解析的研究.....	27
4.1 はじめに.....	27
4.2 解析モデル.....	27
4.3 動的応答解析.....	29
4.4 解析結果及び考察.....	29
4.5 まとめ.....	31
第5章 補強工事による鋼鈹桁橋の振動特性の変化 - 車両走行による振動特性の同定 -	33
5.1 はじめに.....	33
5.2 対象橋梁および補強工事の概要.....	33
5.3 計測方法.....	34
5.4 計測結果.....	35
5.4 まとめ.....	41
第6章 舗装面ひずみによる鋼床版の疲労き裂検知に関する解析的検討.....	43
6.1 はじめに.....	43

6 . 2	FEM 解析モデル.....	43
6 . 3	疲労亀裂を考慮した FEM 解析	46
6 . 4	まとめ	48
第 7 章	結論と今後の課題.....	51
7 . 1	得られた成果	51
7 . 2	今後の課題.....	52
あとがき	53

研究成果概要

平成 17 年度採択分
平成 20 年 7 月 31 日作成

研究課題名 多機能検査車走行による道路構造物の健全性評価

研究代表者及び共同研究者

- ・ 研究代表者 杉浦邦征 (すぎうらくにとも) *1
- ・ 共同研究者 大島義信 (おおしまよしのぶ) *2
- 山口隆司 (やまぐちたかし) *3
- 小林義和 (こばやしよしかず) *4
- 岡野晴樹 (おかのはるき) *5
- 陵城成樹 (おかしろしげき) *6

所属研究機関・役職

- *1 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻・教授
- *2 京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻・助教
- *3 大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻・准教授
- *4(株)ニチゾウテック・技術コンサルティング本部・部長
- *5(株)東京測器研究所桐生工場・工場長
- *6(財)海洋架橋・橋梁調査会・調査部・構造課長

【研究の概要】

道路構造物の現状性能の評価を効率的に行うため、加振機能と高精度な計測機能を有する多機能検査車両の開発を目指し、検討を行った。検討では、道路構造物の中でも橋梁を対象として、橋梁上を通常走行しながら各種応答値を計測し、健全性を評価する検査車両の要求性能を明らかにするとともに、評価技術システムの可能性を提示することを目的とした。その結果、検査車の車両応答から橋梁の固有振動数を抽出する手法を確立し、支承などの支持構造の機能異常の発見に有効であることを示した。

【キーワード】

橋梁，点検，健全度評価，交通振動，固有振動数，波形処理

(研究開始当初の背景・動機)

戦後から高度成長期にかけて整備されてきた代表的な社会資本である道路構造物は、今日の経済活動の生命線であるが、長期の供用による劣化の進行が危惧されている。

これまで、道路構造物の維持管理活動は、

目視点検を中心に行われ、構造物の性能低下は、定性的な評価にとどまっているのが現状である。さらに、今後ますます進展していく少子高齢化社会において社会資本の維持管理活動に充当できる人的・経済的資源には自ずと制約があり、資源の効率的配

分が必要不可欠となっている。そのため、構造物の現状性能の定量的評価を効率的かつ安価に実施する技術開発が強く求められている。

(研究の目的)

道路構造物の現状性能の評価を効率的に行うため、加振機能と高精度な計測機能を有する多機能検査車両の開発を目指し、その要求性能を明らかにし、道路構造物の中でも橋梁を対象に、通過交通を遮断することなく、橋梁上を通常走行しながら、橋梁の各種応答値を遠隔計測し、健全性を評価する技術システムの開発可能性を提示することを目的とした。

(研究の方法)

橋梁の損傷と固有振動数の変化において相関が高いことを前提に、床構造、橋梁全体の固有振動数を走行車両の応答から評価する手法の実現性を、実大の試験橋梁、縮小モデルにおける車両と橋梁の連成振動状態を模擬して、検証した。あわせて、計測車両の応答が短時間でも微小な振動波形から固有振動数を抽出するアルゴリズムの確立を目指した。さらに、国の内外での機械化検査の動向、最新の健全度モニタリング技術を参考に、橋面上からの損傷評価手法の将来展望、求められる先端センシング技術の今後の展望を取りまとめた。

(研究の主な成果)

橋梁の低次の固有振動数は、桁の損傷、床の損傷に対してそれほど鋭敏でないが、支承などの支持構造の機能異常に大きく影響を受けることを固有振動解析で明らかにし、実橋梁での固有振動数の変動実態と照

らし合わせても、十分損傷と判断可能であることを示した。車両応答から橋梁の固有振動数を抽出する場合、時速 20Km ~ 60Km 程度で、複数回の走行を実施すれば、たわみ 1 次の固有振動数を評価可能であることを示した。

(主な発表論文)

大島義信・小林義和・山口隆司・杉浦邦征：独立成分分析による橋梁振動のプラインド逆置み込み同定，応用力学論文集 Vol.11，土木学会，2008.8（掲載決定）。

Y.Oshima, T.Yamaguchi, Y.Kobayashi and K.Sugiura: Eigenfrequency estimation for bridges using the response of a passing vehicle with excitation system, Proc. of IABMAS2008, pp.3030-3037, 2008.7.

(今後の展望)

交通を遮断しなければ、橋梁上を通過する時間が限られ、さらに橋面上から得られる情報は、非常に限定される。したがって、路面下の局所的な損傷発生の可能性を早期に検知するには、ワイヤレスセンサの併用により、検査車からの作用外力と橋梁の局所的な応答を直接関連付けることにより、日常的なパトロールによる損傷検知の手法が有効と考えられ、今後の開発が望まれる。

(道路政策の質の向上への寄与)

固有振動数は、橋梁の健全性を評価する上で重要な指標であるが、環境因子に影響されるのは周知のとおりである。しかし、実変動を経時的な計測値の統計的評価により、異常であるかの判断が可能となり、多様な構造形式に対する今後の継続的なデータ収集により十分実務への反映が見込める。

第1章 研究の目的と背景

1.1 はじめに

高度成長期に大量に整備されてきた代表的な社会資本である道路構造物は、今日の経済活動の生命線である。道路構造物の中で、橋梁は現在全国におよそ70万橋あると言われており、それらの多くは共用後50年を迎えようとしている。近年コンクリート床版の劣化の進展が危惧されており、高架橋からのコンクリートの剥離事故が頻発したことは記憶に新しい。また、トンネル覆工の剥落も深刻であり、安全な高速運行が生命線である新幹線においては、緊急かつ迅速で、安全な対策工の実施が望まれてきた。

これまで、橋梁・トンネルに代表される道路構造物の維持管理活動は、目視点検を中心に行われてきた。したがって、構造物の性能劣化は、定性的な評価にとどまっているのが現状である。今後ますます進展していく少子高齢化社会の中で社会資本の維持管理活動に充当できる人的・経済的資源には自ずと制約があり、資源の効率的配分が必要不可欠と言える。これを実施するためには構造物の現状性能の定量的評価を効率的かつ安価に実施する必要がある。特に橋梁の維持管理では、老朽化する橋梁数の増加から、合理的で効率的な維持管理法の導入が望まれている。

よって以下では、橋梁の現状と損傷形態について問題点を抽出した後、本研究の目的を示す。

1.2 橋梁の現状と損傷形態

(1) 橋梁の現状

文献1)によれば、高速自動車国道、一般国道、都道府県道および市町村道のすべての道路について、橋長2m以上の橋は、2001年(平成13年)4月現在で672,921橋となっており、2002年度の道路統計年報では、橋長15m以上の橋の数は140,701橋となっている。また、50歳以上の橋梁が2001年時点では約1,100橋程度であるのに対し、2021年には、20,000橋を超えることとなり、老朽化する橋梁が加速度的

に増加してゆくとされている(図-1)。

表-1 橋梁数の現況

(橋長15m以上, 2001年4月1日現在)

	高速国道		一般国道		都道府県道		市町村道		合計	
	数	%	数	%	数	%	数	%	数	%
合計	6,344	100	22,312	100	31,059	100	80,985	100	140,701	100
	5	0.08	16	0.07	22	0.07	50	0.06	100	0.07
橋梁	1,873	30	10,413	48	12,208	39	30,941	38	55,435	40
RC橋	3	0	19	0	22	0	50	0	100	0
PC橋	1,927	35	3,207	14	8,144	26	14,423	18	25,701	18
PC橋	7	0	12	0	24	0	50	0	100	0
石橋	2,142	35	7,834	35	11,941	38	31,822	39	53,639	38
木橋	4	0	18	0	22	0	50	0	100	0
その他	0	0	0	0	48	0	284	0	349	0
	0	0	5	0	14	0	81	0	100	0
	0	0	2	0	28	0	1,488	2	1,516	1
	0	0	0	0	2	0	99	0	100	0
	302	5	606	3	696	2	1,974	2	3,584	3
	8	0	11	0	19	0	50	0	100	0
床版橋	2,294	36	2,561	11	4,372	14	13,250	16	22,477	16
総橋	10	0	11	0	19	0	50	0	100	0
	3,561	56	18,273	82	24,877	80	63,270	78	109,931	78
	3	0	17	0	23	0	50	0	100	0
トラス橋	114	2	474	2	500	2	681	1	1,811	1
	6	0	24	0	30	0	37	0	100	0
アーチ橋	69	1	977	4	711	2	924	1	2,381	2
	3	0	24	0	30	0	42	0	100	0
ラーメン橋	305	5	362	2	442	1	1,743	2	2,852	2
	11	0	12	0	15	0	81	0	100	0
斜張橋	10	0	39	0	61	0	144	0	214	0
	4	0	12	0	24	0	57	0	100	0
吊橋	2	0	24	0	44	0	922	1	991	1
	0	0	3	0	5	0	23	0	100	0

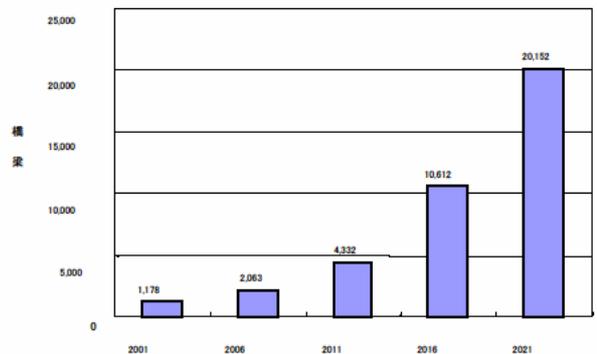


図-1 建設後50年以上の橋梁数の推移

これらのことから、日本の橋梁群は急激に高齢化することは明確であり、橋梁の維持管理を中心とした効率的・合理的な橋梁管理システムの確立が望まれている。」とされている。橋梁の損傷を早期に発見する方法としては近接目視による点検が有効である

が、140,701橋の全ての点検を、多くの橋梁が建設後50年を迎える2021年までの15年間で一巡させるとすれば、毎年約9,380橋の点検を実施していかなければならないことになる。このことは毎日25橋のペースで点検を実施していくペースとなる。このことは、橋梁の点検活動に対しても優先順位をつけ、効率的に実施していくことを求められていることを示している。

(2) 橋梁の損傷形態

橋梁の損傷は種々の原因から生じる複合的な損傷が多い。また、橋梁の重要な機能としてその走行性の確保が最も重要といえる。これまで橋梁に生じてきた代表的損傷部位としては以下のものが挙げられる。

- ・ 舗装、および床版の損傷
- ・ 伸縮装置の損傷
- ・ 支承の損傷
- ・ 橋脚の損傷（地震時、洗掘）
- ・ 橋台の異常
- ・ 主桁の発錆、損傷

本研究では、これらの損傷部位のうち橋梁の走行性と橋梁ユーザーの安全性に重大な影響を与える床版、伸縮装置、支承部損傷を対象としている。

(3) 床版の損傷

文献1)には多くの橋梁の損傷事例がまとめられている。写真-1には舗装の損傷と床版の損傷状況を示している。これらの写真は舗装のひび割れと床版上面の土砂化（耐力低下）、および床版裏面の格子型ひび割れ（重大損傷）と遊離石灰と関係が深いことを示唆している。しかし、舗装の損傷は舗装自体の不良（施工不良等）に起因して生じることがあるので、舗装の損傷と直接的に床版損傷と結びつけることは困難である。また、舗装、および床版の損傷の特徴としては橋面全面に生じることが少なく、写真-1のように橋面の一部に生じることが多いと考えられる。

このような損傷を効率的に早期に発見することが可能となれば橋梁の効率的な維持管理活動に寄与することになるだけでなく補修費用を抑制し、橋梁の延命化につながるものと考えられる。また、床版陥没等の致命的な損傷を未然に防ぎ、橋梁ユーザーの安全性の向上に寄与できる可能性が高いといえる。舗装損傷が観察された場合、その橋梁裏面（下面）から目視観察により床版のひび割れ等の損傷の有無を確認するよう推奨されているが1)、通常点検（走行車両からの目視点検）では、舗装損傷の早期発見も困難であり、発見しても当該部位の橋梁裏面に近接するための足場が少ないことから床版損傷の有無を確認することも困難であるのが実情である。

(4) 伸縮部の損傷と支承部の損傷

写真-2には文献1)にある伸縮部の段差と支承の損傷と相関関係を示唆する事例を示している。この事例は、伸縮部の段差が支承の損傷に起因して生じ



(a) 舗装の損傷



(b) 床版上面の土砂化



(c) 床版下面のクラックと遊離石灰

写真-1 舗装と床版の損傷が関連する事例

ていることを示している。伸縮部の段差は伸縮装置自体の損傷（鋼材の腐食、破損等）により生じることがあるが、この事例のように、伸縮装置の段差の原因が伸縮装置の損傷ではなく支承部の損傷に起因することも多い。このほか、橋脚の洗掘に起因して伸縮部に折れ角が生じた事例も文献1)には示されている。この他には橋台の異常に起因して伸縮装置の遊間が詰まり橋台のパラペットに損傷が生じる可能性もある。このように伸縮部の段差等の異常は走行車両の走行性に悪影響を与えるだけでなく、橋台や橋脚の異常状態が橋梁路面に具現化する重大な予兆であるといえる。このような予兆を早期に検知することは予防保全の側面からは重要である。

1.3 研究の目的および検討項目

本研究では、加振機能ならびに高精度な計測機能



(a) 伸縮部の段差状況



(b) 支承部の損傷状況（ローラーの脱落）

写真-2 伸縮部と支承部の損傷の関係する事例

を有する多機能検査車両が道路構造物上を高速運行し、道路の舗装面、盛土部、橋梁部、トンネル部等の道路構造物の健全性を評価する技術を構築することを目的とする。多機能検査車両で計測されたデータを、構造物の管理者の管理ステーションにデータベースとして蓄積し、経時データのパターン比較による異常検出を行う他、無線LAN等を用いた相互通信によるハイブリッド解析を実施し、これらにより瞬時の異常検知・評価が可能な健全性評価システムの構築を目指した。

なお、上記システムの構築へ向け、平成17年～19年度の各年度に行った検討項目は、以下のとおりである。

(1) 平成17年度

橋梁構造物の健全性の一次診断を高速に、大量に、また安価に実施する基礎技術の開発を目的とし、目視点検によらず、走行する車両からの損傷検知技術の開発を目指した。なお、構造物の力学性状およびその評価を担当する大学研究者、構造物の健全性診断業務を担当する実務者ならびにセンサー技術・計測技術に精通した技術者からなる産学連携の研究体制で研究を実施し、以下の手順により検討を行った。

①橋梁構造物の損傷形態と検知手法の整理

構造物の固有振動周期は、損傷により長周期化する；打撃時の反発力の波長は、損傷により長くなる；地震後の構造物の線形幾何形状の変化は、構造物の使用性を瞬時に判断できる指標となりえる；走行車

両から求める衝撃係数とWIMによる車軸測定結果を組み合わせて、累積疲労損傷の評価の精度向上を図れると考え、損傷とその検知手法の現状を整理した。

②打撃試験による損傷検知技術の検証

供用下において最も損傷機会が多いRC床版に対して、損傷と固有振動数、反発力の相関関係を定量的に評価した。また、打撃音からの固有振動数検知技術の確立を目指した。

③構造物の線形幾何形状計測手法の検証

走行車両の慣性運動計測から構造物の線形幾何形状を計測する手法を検討した。なお、検査車の位置特定ならびに道路構造物の形状計測を行うシステムの開発現存の慣性測量、GPS測量の組合せによって、開発を提案した検査車の位置特定ならびに走行軌跡から道路構造物の形状計測（全体的健全性評価）を行うシステムを検証した。また、走行時に計測される検査車の動的輪荷重に対して、構造物の局所変形を関連付けることにより、構造物の損傷部位、損傷程度も含め同定を行うシステムの開発を検討した。

(2) 平成18年度

①評価手法の検討

加振しながら走行する車両の応答値から、橋梁の振動成分を抽出するアルゴリズムを開発し、橋梁の振動成分と損傷との関連性に基づき、振動特性による損傷評価手法を確立した。なお、計測項目は、車軸を含めた車両躯体の振動（加速度、速度、変位）である。評価対象となる物理量は、部材または橋梁全体の固有振動数、モード、減衰などである。また対象となる損傷は、支承部の損傷および伸縮装置の損傷、また一次部材・二次部材の劣化を含めた橋梁全体の剛性低下などである。

②実橋梁、試験車両を用いた走行実験による検討

補強工事を予定しているなど橋梁構造物の特性に変化が見られる実橋梁を用いて、項目①で開発したアルゴリズムの妥当性を検証した。ここでは、構造物特性の変化を模擬損傷として想定し、その振動特性を常時微動により把握した後、加振装置および計測装置を搭載した試験車両が対象橋梁を走行する室外実験を行った。これにより、より現実的な損傷と振動特性の相関性を実大構造物で把握できるとともに、加振機能や測定機能に対する要求性能を確認することができた。

③車両・橋梁連成振動シミュレーションによる検討

シミュレーションにより橋梁上を走行する車両の応答値を求め、ウェーブレット解析等の時間周波数解析を用いて橋梁成分を抽出する手法を検証した。次に、橋梁の損傷（一次・二次部材の損傷、支承の損傷、伸縮装置の損傷など）と、橋梁振動の特性値の相関を把握し、損傷検知のための有効なパラメータを決定する。また適切な応答値を得るための、加振周期、加振質量、車両速度などの最適値に関して検討を進めた。

④管理手法の提案および現行維持管理体制との対比

振動計測を行う検査車両の走行を想定し、橋梁の管理手法を提案を目指し、検査車走行による損傷の検出レベル（精度）や検出項目に着目し、橋梁管理体系における検査車両の位置付けを行った。例えば、橋梁管理の前提として振動特性の把握を義務付けた上で、検査車両の走行により評価する振動特性変化を一次スクリーニング項目と設定し、異常が認められた橋梁に対して更なる詳細点検を行うといった管理手法を、現行の体制と対比しながらコスト比較、適性・役割分担、適用限界などを整理した。なお、現状の点検検査技術に基づきトンネル、盛土などの道路構造物、標識などの道路付属構造物に対しても同様な手法の有用性を整理し、開発すべき点検検査技術の将来展望なども検討した。

(3) 平成19年度

①車両走行による橋梁の実損傷検出

損傷発生にともなう振動特性変化が、提案手法により実際に検知可能であるかを、FSとして実橋梁により検証した。ここでは、実橋梁として土木研究所内の試験橋梁を対象とし、損傷形態として支承機能不全、二次部材（に限らないと認識しています）の破損を想定した。加振機能を有する走行車両を通過させ、車両の応答により橋梁の振動特性変化を検知する。また、検知可能となるための要求性能や精度、課題などを整理した。また主桁のき裂や床版損傷など、再現が難しい損傷現象に対しては、数値シミュレーションによる検討を別途行った。

②波形処理方法の改良

昨年度に開発した橋梁固有振動数抽出のアルゴリズムを改良し、計測車両の応答が短時間でも振動固有値が抽出可能な解析手法を開発する。具体的には、波形位相の微分から周期を算定できるヒルベルト変換を応用し、記録時間にかかわらず周期を抽出できる解析手法を検証した。さらに、複数台の計測車両を並走させ、空間的なモードを把握する手法の検証のため、数値シミュレーションによる検討、研究室レベルでの模型車両による検討を行い、提案手法の課題や到達精度の確認を行った。

③舗装面ひずみによる床版損傷の検知

鋼床版を対象に舗装面ひずみの変化によるき裂などの損傷検知の可能性について実構造物における載荷実験結果を基にFEM構造解析モデルの妥当性を示した後、各種模擬損傷をモデル化して、損傷と路面ひずみの相関について整理した。

④提案手法による管理体系の整理とまとめ

昨年度、評価手法において新たに得られた成果を踏まえた上で、今年度再度橋梁管理体系における検査車両の位置付けを行う。最後に、昨年度構築した管理手法体系を整理し、今年度の成果と合わせて提案管理手法のとりまとめを行った。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所資料, No. 196, 2004.12.

第2章 走行車両による橋梁の固有振動数推定手法に関する検討

2.1 はじめに

橋梁の維持管理において、橋梁の健全性を合理的に評価する指標として、従来から振動特性の変化に着目した研究が行われている¹⁾²⁾³⁾。橋梁の振動特性として、固有振動数、固有モード、減衰などが挙げられるが⁴⁾⁵⁾、全体的な剛性を表す固有振動数は、最も基本的な指標である⁶⁾。

固有振動数を利用した橋梁の健全性評価を行う場合、健全時と損傷時の固有振動数を比較することになるが、最も基本的な振動である曲げ一次の固有振動数は、主桁の断面欠損などの主部材の損傷や二次部材の損傷に対する感度が一般的に悪く、その変化を捉えることが難しいとされている¹⁾。そのためこれらの損傷に対しては、モード形状⁷⁾⁻¹⁰⁾、フーリエ振幅比¹¹⁾¹²⁾、モードひずみエネルギー¹³⁾¹⁴⁾などに着目した損傷評価が試みられている。しかし二次部材の損傷のうち支承の機能低下（固定化や回転拘束など）に関しては、曲げ一次の固有振動数に対する感度が比較的高いことが分かっている¹⁾。また支承特性によっても固有振動数が大きく異なることが示されており¹⁵⁾、支承拘束の状態によって固有振動数が変化することが予想される。ただし、支承機能が健全な場合でも、載荷荷重レベルによって拘束度が変化することが指摘されており¹⁶⁾、機能低下と固有振動数変化に対しては別途検討が必要であるが、支承損傷の指標として曲げ一次の固有振動数変化を利用できる可能性がある。

支承機能の低下に関しては、主桁損傷などと比べ維持管理上看過されやすい。しかし支承機能の低下は伸縮装置の段差や二次応力の発生を誘発し、間接的に部材の疲労亀裂やひび割れ、伸縮装置などに影響を及ぼすことが考えられる。また支承機能の健全性と伸縮装置の異常に相関があるというデータも示されている¹⁷⁾。すなわち支承機能の低下は、他の損傷発生を暗示させる予見的な損傷形態であるといえる。そのため、支承の機能低下などの損傷を前提として固有振動数変化を検知することは、十分な意義が認められる。また近年、橋梁部材の破断などに

り重大事故が発生しているが、部材破断による固有振動数の変化は比較的大きいため、重大損傷検知のための一次スクリーニングとして、改めて固有振動数の評価を導入できる可能性がある。

現在、橋梁の固有振動数を把握する手法として、橋梁に加速度計などのセンサを設置し、強制加振・衝撃加振による応答や常時微振動を無線・有線にて計測することが行われている⁴⁾。最近ではセンサや機器の小型化による計測の省力化が実現されているものの¹⁸⁾¹⁹⁾、いずれの場合もセンサを橋梁上に設置する必要があり、計測に労力を要している。

このような状況に対しYangら²⁰⁾²¹⁾は、間接的に橋梁の固有振動数を推定する手法として、橋梁上を走行する車両の振動応答成分から、橋梁の固有振動数を抽出する手法を提案している。この手法は、小型車両で二輪車を牽引しながら橋梁上を走行し、二輪車の応答から橋梁の固有振動数の抽出を行うものである。また応答増幅のために大型車両を並走させているが、支間長30m程度の橋梁に対し時速40km程度の走行でも一次の固有振動数が抽出可能であることが明らかとなっている。しかしYangらの研究では、単独の大型車両の並走を前提としているが、外乱としての大型車両の影響を十分評価しているとは言えない。またYangらは、周波数解析にFFT（高速フーリエ変換）を用いている。しかしこの方法では、橋梁を通過する車両の応答時間が短くなると、適切な周波数分解能が得られないという問題を生じる。さらにYangらは、二輪車の重心位置の一点（バネ上）のみを入力値とした単純化したモデルを扱っている。しかし橋梁上を走行する車両の運動は一種の連成運動であり、車両の連成を十分考慮したモデルを適用する必要があると考えられる。

よって本章では、通常四輪車両（以下計測車両）の応答値から橋梁の固有振動数を抽出する技術を提案し、実橋梁において検証を行う。本手法では、外乱による影響を評価するため、起振機を搭載した大型車両を定常振動状態で計測車両と連行させ、擬似的な強制加振の振動状態を作り出す。この場合、橋梁の振動は強制加振により生じるため、その振動

に含まれる卓越振動数は必ずしも固有振動数とは一致しない。また連成現象となる車両応答の解析法として、多変量ARモデル²²⁾を適用する。この手法により、車両全体を一つの系として考えることができる上、記録時間が短い場合でも適切なスペクトル推定が期待される。

以下では、提案法の基本となる計測車両の振動特性および提案法の着眼点について示すとともに、実橋梁による実験結果とそれに基づく検討結果を示す。

2.2 計測車両

(1) 仕様

本研究では、計測車両としてトヨタ社製普通乗用車を用いた。普通乗用車の基本仕様を表-1に示す。計測車両の後輪サスペンションは、剛なフレームで連結されているが、前輪サスペンションは左右独立した形式となっている。なお計測車両の四輪には、バネ上とバネ下にひずみゲージ式加速度計を設置した。ここで、バネ上とはバネ上質量を指し、サスペンション上の車体位置を意味する。またバネ下とはバネ下質量を指し、車体とサスペンションで連結された各車輪軸位置を意味している。

また前輪二輪には(株)東京測器研究所製六分力計を取り付けており、車輪に発生する六分力(三軸力、三偶力)を計測することができる。

(2) 計測車両の振動特性

まず計測車両の基本的な振動特性を把握するために、以下の二つの走行試験を行った。一つ目の試験では、車輪のバネ特性を把握するため、木片に乗り上げた車輪が落下し着地する際の波形を計測した。次に、通常の路面を走行する際の車両振動を把握す

表-1 計測車両の仕様

名称	トヨタエスティマ	
寸法	全長4.75m, 幅1.8m, 高さ1.8m	
車両重量	総重量18.5kN (前輪10kN, 後輪8.5kN)	
バネ特性	前輪	ストラット式コイルスプリング (独立式サスペンション)
	後輪	トーションビーム式コイルスプリング (リジッドフレームサスペンション)
駆動方式	前輪駆動	
加速度計	バネ下: 容量10Gひずみゲージ式	
	バネ上: 容量1Gひずみゲージ式	
六分力計	前輪左右: 容量三軸20kN, 偶力4kNm	

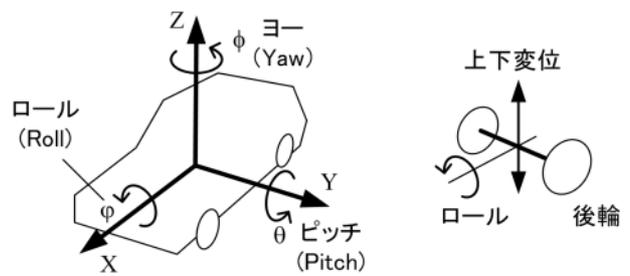


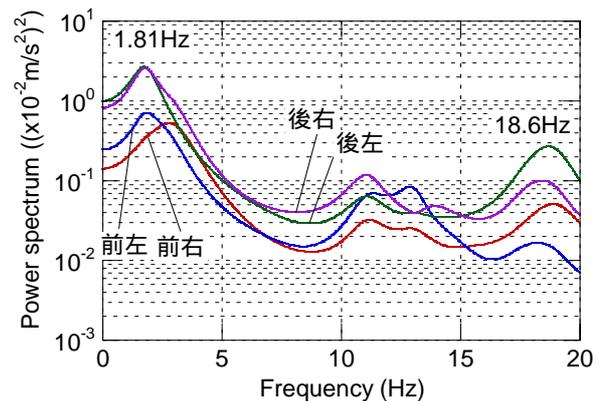
図-1 車両運動の用語

るため、いくつかの条件のもとで計測車両を走行させ振動応答を計測した。

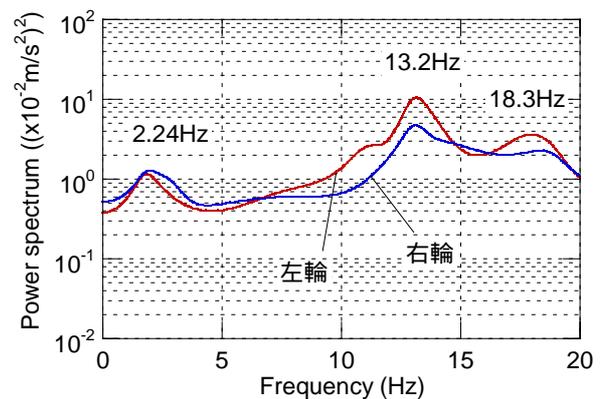
ここで計測車両の車体(バネ上)運動に関して、図-1に示す用語を用いる。すなわち、車両図心位置での前後変位(X)、左右変位(Y)、上下変位(Z)、X軸回転(ϕ :ロール)、Y軸回転(θ :ピッチ)、Z軸回転(ϕ :ヨー)とする。さらにバネ下後輪軸についても、上下変位、ロールという名称を用いる。

(3) 木片からの落下試験

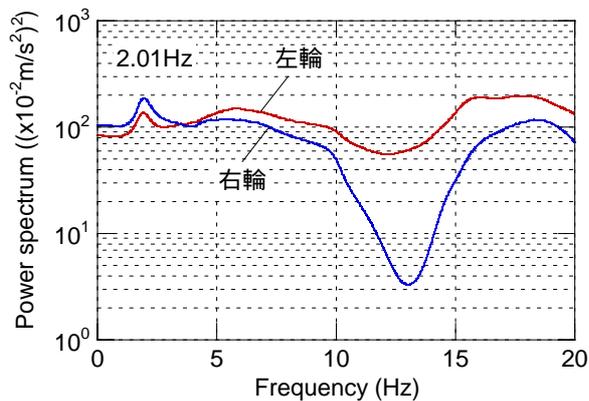
木片からの落下試験により得られたバネ上およびバネ下のスペクトル図を図-1に示す。ただし本研究のスペクトル算定では、8つの入力点を全て含んだ8



(a) バネ上(後輪乗り上げ)



(b) バネ下後輪(後輪乗り上げ)



(c) バネ下前輪（前輪乗り上げ）

図-2 木片からの落下着地での計測車両の応答

次元の多変量ARモデルを用いる．ここでAR次数は，データ数を N として $\sqrt{N} \times 3$ を目安に設定した．またサンプリング周波数は500Hzとし，100Hzのローパスフィルタを掛けて自由減衰の部分を用いて解析を行った．

図より，バネ上前後左右輪について，主に1.81Hz，18.6Hz，25.6Hzにピークが確認できる．これらのうち1.81Hz付近では，前後輪において $\pi/2$ の位相差があるものの，左右輪での位相差はほとんど生じていない．すなわち車体のピッチ運動と上下運動が発生しているといえる．また18.6Hzにおいては，逆に前後輪での位相差がほとんど生じていないが，左右輪での位相差は逆位相(π)となっている．すなわちこのとき，車体のロール運動に関する振動モードが発生しているといえる．また25.6Hz付近では，左右輪の逆位相に加え，前後での位相差が $\pi/2$ 程度発生していた．すなわちロール運動に加えピッチ運動と上下運動に関する車体の振動モードが発生しているといえる．よってバネ上(車体)の振動特性として，低い振動数ではピッチ運動や上下運動が卓越し，高い振動数ではロール運動が卓越することがわかった．

次に，バネ下後輪のスペクトル図から，バネ下後輪の卓越振動数として，2.24Hz，13.2Hz，18.3Hzが確認できる．また左右輪の位相差について，2.24Hzではほぼ同位相，13.2Hz，18.3Hzではほぼ逆位相の差が確認された．よって，2.24Hzでは後輪が上下運動する振動モードが発生し，13.2Hz，18.3Hzではロール運動する振動モードが発生していることがわかった．ただし2Hz付近での振動は，バネ上の卓越振動に対応するもので，バネ下後輪の特性値とは考えにくい．また2Hz付近で後輪は上下運動をしており，バネ上のピッチ運動が後輪に伝達されたものと考えられる．よって，13.2Hzおよび18.3Hzをバネ下後輪の特性値とすることができる．

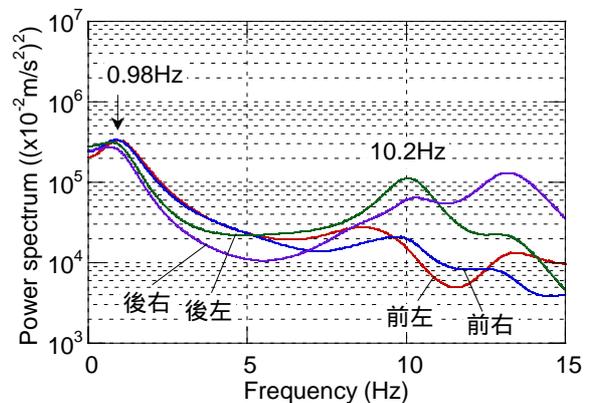
また，前輪が木片から落下する際のバネ下前輪のスペクトルを図-2(c)に示す．これより，バネ下前輪の卓越周波数は主に2.01Hz，6.04Hz，18.1Hz付近に存在することがわかる．しかし，2.01Hzはバネ上の卓越振動数1.81Hzとほぼ一致するため，バネ下の特性値とは考えにくい．よって6.04Hzおよび18.1Hz

をバネ下前輪の特性値と考えることができるが，計測車両のサスペンション特性により，前輪では明確なスペクトルが得られにくいことがわかった．よって以下では，バネ上およびバネ下後輪に着目して検討を行う．

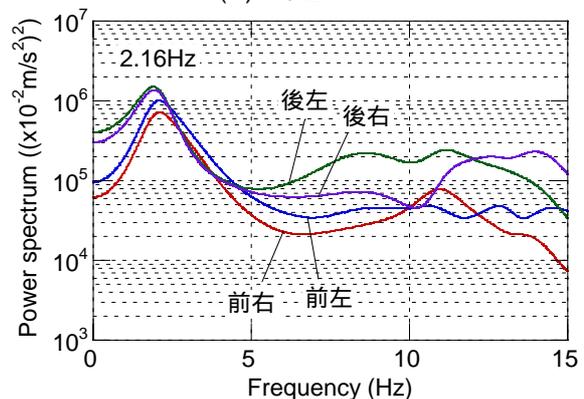
(4) 車両走行試験

車両走行試験では，路盤舗装面を等速で走行する場合の振動特性について検討を行った．ここでは，速度による振動特性の違いについて検討する．また六分力計の測定結果から，いずれの場合も前輪からの推進力はほぼ作用しておらず，計測車両が等速走行状態であることを確認している．またサンプリング周波数は1000Hzとし，300Hzのローパスフィルタを掛けて，約2秒間のデータを用いて解析を行っている．

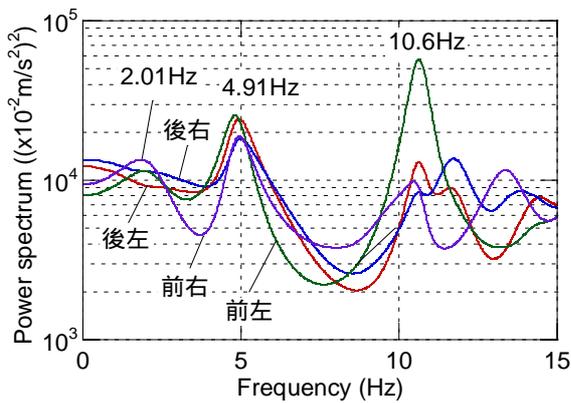
図-3には，時速20km，時速40kmおよび時速60kmで走行する場合のバネ上のスペクトル図を示す．いずれの場合も，木片からの落下試験の場合とは異なり，さまざまなピークが確認できる．図-3(a)に示すように，時速20kmにおけるバネ上のスペクトルでは，前後左右輪において0.98Hz，10.2Hz，13.4Hzなどのピークが確認できる．また0.98Hzでは前輪と後輪で $3\pi/4$ の位相差があり，さらに右左は同位相であるため，車体がピッチ運動する振動モードであるといえる．また10Hz付近では，前輪または後輪における車体のロール運動が振動モードとして発生し，19Hz付近ではロールとピッチが同時に運動する車体の振動モードとなっている．また時速40kmの場



(a) 時速20km



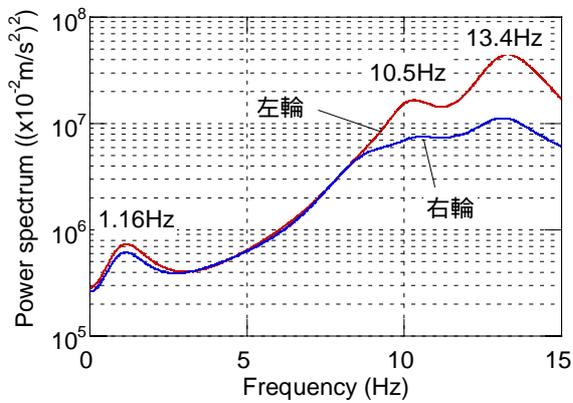
(b) 時速40km



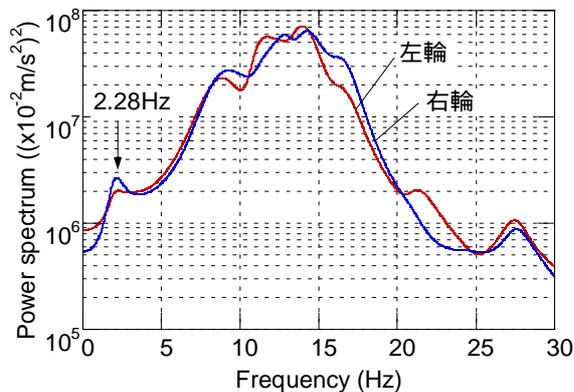
(c) 時速60km

図-3 路盤走行時バネ上のスペクトル

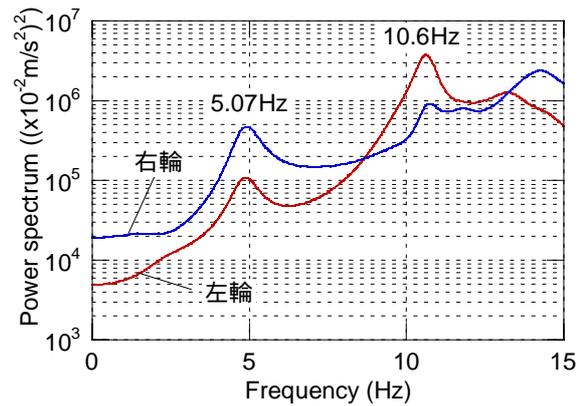
合では、図-3(b)より2.16Hzに最も大きいピークが確認できるほか、8.84Hz、11.4Hz、14.3Hzなどにもピークが現れている。これらの位相を確認したところ、時速20kmの場合同様、2Hz付近で車体のピッチ運動が振動モードとして発生し、8.84Hz以上でピッチ運動とロール運動が発生していることがわかった。また時速60kmの場合、図-3(c)より2.01Hz、4.91Hz、10.6Hzなどにピークが確認できる。この場合も2Hz付近では車体のピッチ運動が生じ、それ以外の振動数ではピッチ運動とロール運動が生じていることがわかった。以上より、通常の走行で発生するバネ上のスペクトルピークには、木片からの落下試験で確認された基本的な振動数のほか、速度などに応じて



(a) 時速20km



(b) 時速40km



(c) 時速60km

図-4 路盤走行時バネ下後輪のスペクトル

様々なピークが発生しているといえる。これは、路面プロファイルと速度に応じて、計測車両に入力される外乱も異なるためと考えられる。またバネ上のスペクトルにおいて、3Hz付近の帯域にピークは確認されていないが、2Hz付近のスペクトルと重なり明確に分離できていない可能性がある。

次に時速20km、時速40km、時速60kmでのバネ下後輪のスペクトルを図-4に示す。図-4(a)より時速20kmでは、10.5Hz、13.4Hzにピークが存在する。また時速40kmでは、9.47Hzにピークが存在するほか、11.9Hz、14.0Hz付近にもピークが存在する。同様に図-3(b)より、時速60kmにおいては、5.07Hz、10.6Hzなどにピークが存在する。これらの位相差を確認したところ、すべての振動数で後輪のロール運動は生じておらず、ほぼ上下運動の振動モードとなっていた。またいずれの場合でも、3Hz付近の帯域にピークは確認されなかった。以上よりバネ下後輪について、速度によって多少の違いはあるが、通常の路盤走行において3Hz付近の振動は生じにくいことがわかった。

(5) 計測車両における受感帯の設定

以上の考察から、通常の走行においても、走行速度や路面状態に応じて、様々な卓越振動数が発生することがわかった。しかし、各種応答のうちバネ下後輪のスペクトルについては、いずれの場合も3Hz付近にピークがほとんど存在していない。よってこの帯域にピークが発生した場合、路面性状や速度以外の要因によりピークが発生したことになる。すなわち計測車両が橋梁上を走行し、バネ下後輪のスペクトルで3Hz付近の帯域にピークが存在すれば、そのピークを橋梁振動に起因したピークと考えることができる。またバネ下後輪の運動に関して、左右に位相差があるロール運動の振動モードが発生している場合、路面全体から入力される橋梁の振動入力とは考えにくい。そのためバネ下後輪で上下運動の振動モードが発生している場合を、橋梁振動とみなすこととする。

よって本研究では、バネ下後輪のスペクトルに着

目し、3～5Hzの帯域を受感帯として、この帯域に発生したピークでバネ下後輪の上下運動の振動モードとなるものを、橋梁振動の卓越振動数の推定値とする。ただし、この受感帯域を外れる卓越振動数を有する橋梁に対しては、今回の計測車両は適用できない。その場合は、別途サスペンションや重量を調整し、受感帯が卓越振動数を含むよう再設定する必要がある。

2.3 計測車両による橋梁での走行実験

(1) 実験の概要

橋梁での走行実験では、連行する車両の影響と提案手法の適用範囲を検討するため、実際の橋梁上加振車両と計測車両の二つの車両が連行して走行する実験を行う。ここで加振車両とは、車両上に起振機が設置されている大型車両のことで、走行と同時に正弦波加振が可能な車両である。加振車両の概要を図-6に示す。起振機はトラックの後輪二軸の中間位置に配置されており、表-2に示すような加振状態を作り出すことができる。さらに、加振車両の後

表-2 起振機の性能

基本加振性能	搭載重量4.9kNにて60Hzで4G
最大加振力	±19.6kN
最大振幅	±20mm
周波数範囲	0.05～200Hz

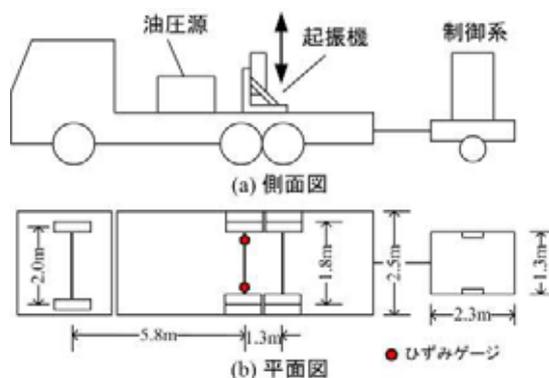


図-6 加振車両

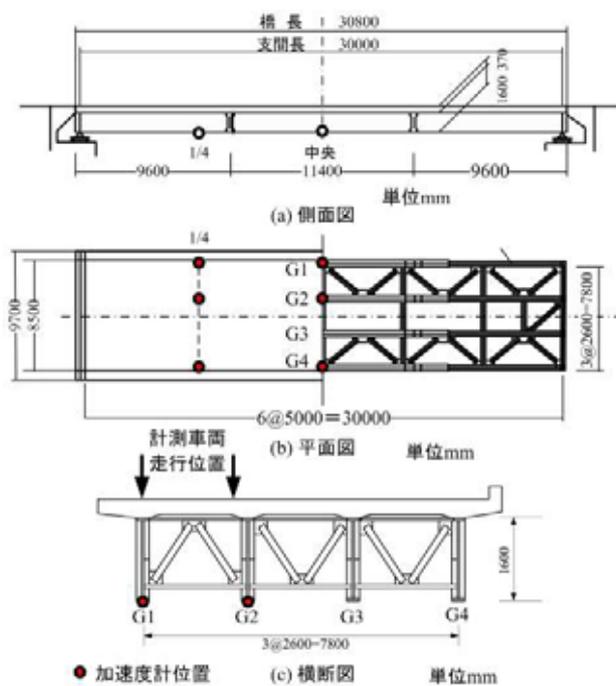


図-7 対象橋梁

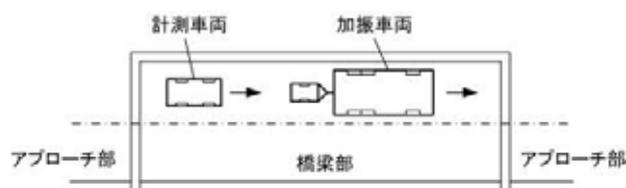


図-8 走行位置

軸二輪のうち前輪シャフト上には、ひずみゲージが貼付されており、間接的に車軸力の計測を行っている。また制御系統は、加振振動で不具合が発生しないように、牽引車上に設置している。また計測車両は前述の普通乗用車を用いている。解析に用いたデータは、計測車両が橋梁の中央支間付近を通過した時間帯で、波形からほぼ定常状態と判断されるものを用いた。記録時間はケースによって異なるが、およそ1～3秒である。またサンプリング周波数は1000Hzとし、300Hzのローパスフィルタを掛けて記録を行った。橋梁についても計測車両と同時刻のデータを用いている。

(2) 対象橋梁

対象橋梁は、4主桁非合成鋼単純鉸桁形式の橋梁である。詳細を図-7に示す。また図-8には、加振車両と計測車両の走行位置を示す。車両走行により発生する振動計測のため、内桁の一つG2および外桁の二つG1/G4の中間点および1/4点に、鉛直方向の加速度計を計6個設置している。また橋梁上に起振機を設置し、強制加振を行った結果、試験橋梁の固有振動数は1-0モード3.17Hz、1-1モード4.76Hz、2-0モード11.8Hzであった。また数値解析モデルによる検討結果から、同様に1-0モード3.18Hz、1-1モード4.87Hz、2-0モード10.84Hz、2-1モード11.82Hz、1-2モード14.34Hz、2-2モード18.11Hzという数値が得

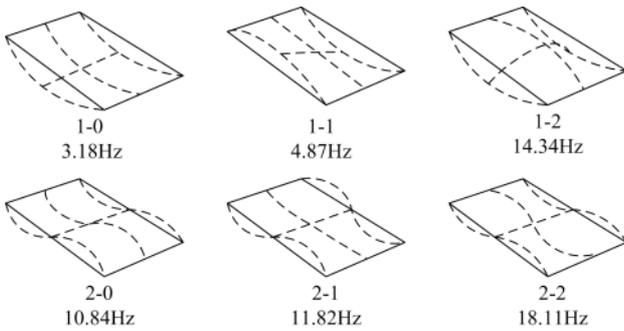


図-9 対象橋梁の振動モード

表-3 加振条件および走行ケース

Case	速度 (km/h)	起振振動数 (Hz)	振幅 (mm)
20-1	20	0	± 20
20-2		2.85	± 20
20-3		3.17	± 20
20-4		3.33	± 20
20-5		3.49	± 20
20-6		4.17	± 20
20-7		4.63	± 20(10)* ¹
20-8		10.6	± 4* ²
20-9		11.8	± 4* ²
40-1	40	0	± 20
40-2		3.17	± 20
60-1	60	3.17	± 20

*¹: 二回目の計測で10mmとした

*²: 加振器の性能上での最大値。

られている²³⁾。図-9に固有振動モード形状を示す。以上のように対象橋梁は、計測車両の受感帯である3~5Hzに1-0モードおよび1-1モードが存在するため、これらのモードを計測車両により検出できる可能性がある。

(3) 加振条件および走行ケース

加振条件および走行ケースを表-3に示す。いずれのケースにおいても、二回の試験を実施している。また橋梁の固有振動数に近い起振振動数を多く設定しており、加振なしのケースにより通常の連行走行に近い状態を再現している。

2.4 走行実験結果

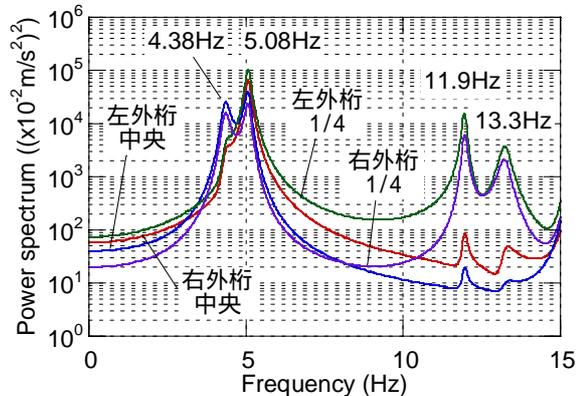
(1) 無加振での走行特性

起振なし(Case20-1)の場合、時速20kmでの加振車両後輪の軸重は、1.83Hzおよび3.66Hzを中心とする振動波形を示していた。一方、このとき橋梁に設置したセンサから得られた加速度のスペクトルを図-10(a)に示す。図は、中央径間と1/4径間の外桁に設置した加速度センサのスペクトルである。図および位相差より、4.38Hzおよび5.08Hzに強い1-1モードが現れていることがわかる。これらの振動数は、車軸力波形に含まれる5.12Hzの成分により励起された

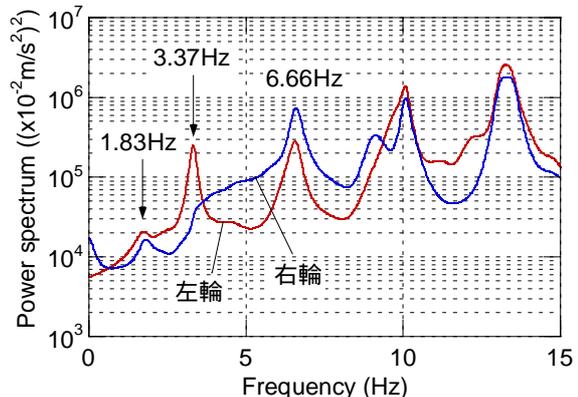
ものと考えられ、ねじり振動(1-1モード)となっている。また11.9Hzには2-1モードが確認できる。しかし最も低い振動数に対応する1-0モードは現れておらず、橋梁中央での最大加速度も $23.8 \times 10^{-2} \text{m/s}^2$ と小さい。このときの計測車両バネ下後輪でのスペクトルを図-10(b)に示す。ここでのピークは、3.37Hzおよび6.66Hz付近に確認できる。しかし3.37Hzのピークは左輪にのみ発生しており、ロール運動に近い振動モードになっている。そのためこのピークを橋梁の卓越振動数の推定値とすることはできない。また二回目の試行でも、受感帯に明確なピークが現れず、推定値を決定することができなかった。

次に時速40kmでの無加振走行(Case40-1)による結果を示す。この場合加振車両の軸重波形は0.33Hzを中心とする振動数特性を示している。このとき橋梁では、図-11(a)に示す通り、3.42Hzに1-0モード、4.81Hzに1-1モードが現れている。すなわち車速が大きくなった結果、車両による入力も大きくなり、1-0モードが発生したと考えられる。またこのときの計測車両バネ下後輪のスペクトルを図-11(b)に示す。バネ下後輪では、11.0Hzに強いピークが現れている。また位相から、このときのバネ下後輪の振動はほぼ上下の振動モードであった。しかしバネ下後輪の受感帯にピークが発生しておらず、これらの振動数から橋梁の卓越振動数を推定することができない。また二回目の試行も一回目同様、明確な振動数の値が得られていないため、推定値を決定することができなかった。

このように無加振で走行した場合、明確なピーク



(a) 橋梁のスペクトル



(b) バネ下後輪のスペクトル

図-10 無加振 時速20km走行(Case20-1)

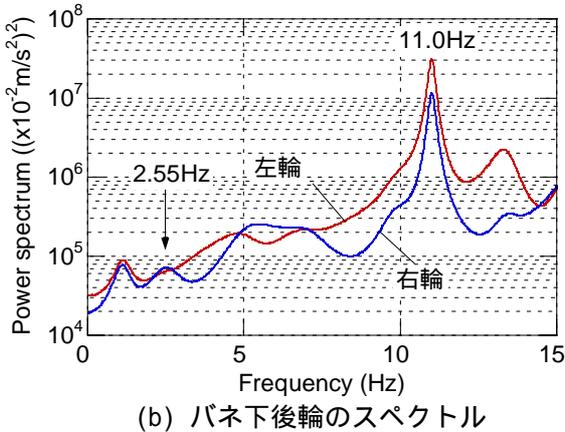
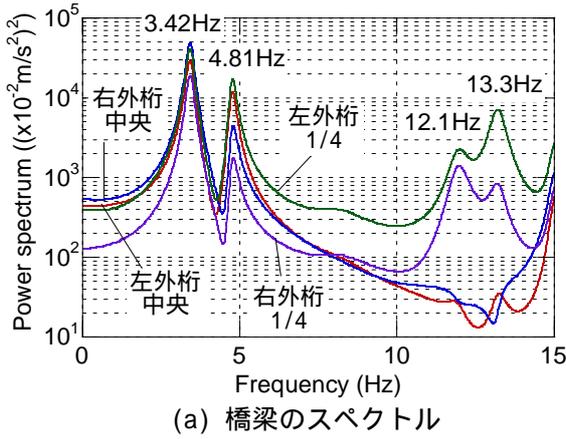


図-11 無加振 時速40km走行(Case40-1)

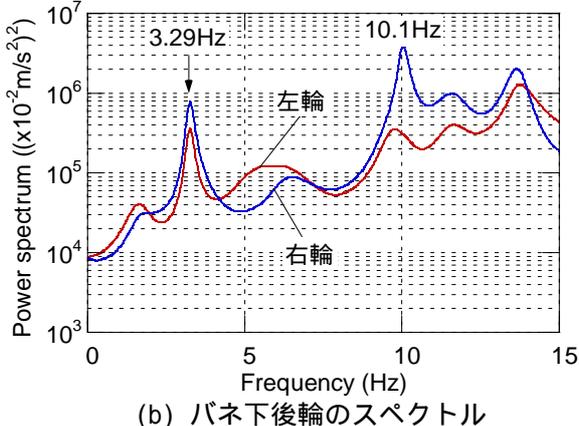
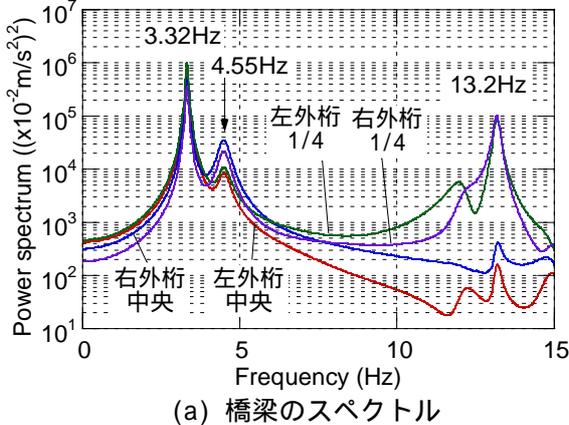


図-12 強制加振3.17Hz 時速20km走行(Case20-3)

が得られないのは、大型車両、橋梁、計測車両の連成振動を励起するのに必要な加振力と時間が不足していたと考えられる。すなわち速度が遅い場合加振力が弱く、速度が速い場合連成までの時間が少ないため、いずれの場合も計測車両の振動に橋梁振動が含まれなかったと考えられる。

以上より、通常の乗用車を計測車両として利用した場合、無加振での走行では、車速が上り加振力が増加しても橋梁振動の卓越振動数を推定することができなかった。ただし既往の研究で示されている通り²¹⁾、二輪の牽引車両のような単純な振動系を受信器として用いた場合、普通乗用車とは応答特性が異なるため、無加振でも橋梁振動の卓越振動数の推定は可能であると考えられる。また無加振の場合、大型車両からの入力広帯域の加振に近いと考えられ、ここで検出される卓越振動数は橋梁の固有振動数に近いと考えられる。

(2) 加振状態での走行特性

a) 速度による差異 (振動数3.17Hz)

加振車両の加振振動数を3.17Hzとして、速度を時速20km, 40km, 60kmと変化させた場合の振動特性について考察する。まず橋梁の応答性状について、速度の増加に伴い橋梁に発生する加速度の最大値も増加している。また1-0モードの振動数が速度に伴い増加する傾向にある。これは、加振振動数が変化することに加え、橋梁の支承状態なども含めた固有振動数の振幅依存性が原因であると考えられる。次

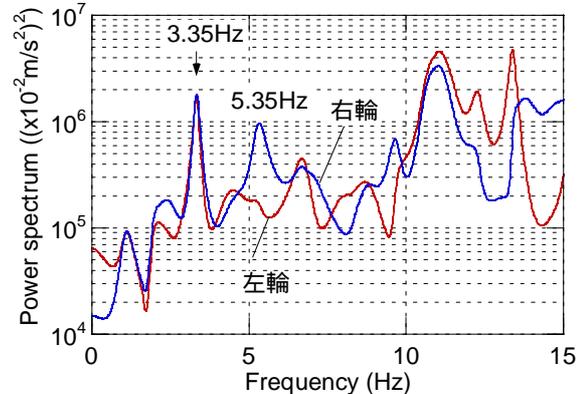


図-13 強制加振3.17Hz 時速40km走行(Case40-2)

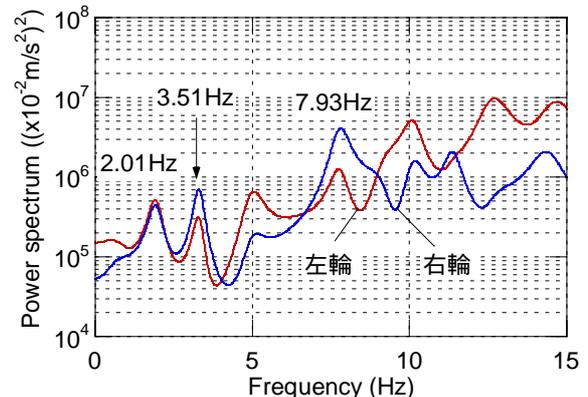


図-14 強制加振3.17Hz 時速60km走行(Case60-1)

に、それぞれの速度での、計測車両の振動特性について考察する。

加振振動数を3.17Hzとして時速20kmにて加振走行する場合(Case20-3)での、橋梁のスペクトルを図-12(a)に示す。位相差の考察により、3.32Hzにおいて1-0モードのピークが最も強く現れ、4.55Hzで若干1-1モードが現れていることがわかった。また13.2Hzで2-1モードのピークが現れていた。ただし、最も強く現れた卓越振動数3.32Hzは、加振車両の軸重加振振動数3.20Hzと共振した結果生じており、事前の強制加振試験で得られた橋梁の固有振動数3.17Hzとは若干異なっている。またこのときの計測車両のバネ下後輪のスペクトルを図-11(b)に示す。バネ下後輪では、3.29Hzにピークが確認できる。これはバネ下における上下運動の振動モードであった。よってこの場合、橋梁振動の卓越振動数として3.29Hzを提示することが可能であり、実際に橋梁に発生している卓越振動数との誤差は0.9%である。また二回目の試行では、3.23Hzの推定値が得られており、橋梁での実測値3.36Hzとの誤差は約4%である。

次に、加振振動数3.17Hzとして時速40kmにて加振走行した場合(Case40-2)、軸重振動数は3.20Hzとなっており、橋梁の振動は3.40Hzで1-0モード、13.35Hzで2-1モードが発生していた。また計測車両バネ下後輪のスペクトルを図-13に示す。このときバネ下後輪では、後輪が上下運動する振動モードとして3.35Hzのピークが確認できる。また右輪には5.35Hzにもピークが存在するが、これはロール運動に関する振動モードとなっている。以上より、バネ下後輪の左右に生じている3.35Hzのピーク値を、橋梁卓越振動数の推定値とすることができる。この場合、実際に橋梁に発生している卓越振動数との差は1.4%である。また二回目の試行で得られた推定値は3.32Hzであり、橋梁での実測値3.27Hzとの誤差は約2%である。

加振振動数3.17Hzで時速60kmでの走行をした場合(Case60-1)、橋梁では3.57Hzに1-0モード、11.8Hzに2-0モード、13.2Hzに2-1モードが確認された。一方、計測車両バネ下後輪では、図-14に示す通り、2.01Hz、3.51Hzにピークが確認できる。またバネ上のスペクトルを確認したとこと、バネ上の卓越振動数として1.94Hzが確認できた。そのためバネ下に発生している2.01Hzでのピークは、バネ上の卓越振動に起因するものであると考えられる。よってこの場合、3.51Hzを橋梁の卓越振動数の推定値とすることができる。また推定誤差は1.7%となっている。ただし二回目の試行では、明確なスペクトルが得られておらず、推定値を決定することができなかった。これは、時速60kmによる走行のため連成する時間が短く、強制加振をした場合でも、橋梁からの振動が計測車両側に伝わりにくいためと考えられる。

以上より、強制加振による連行走行を行いながら測定する場合、車速の増加に伴い橋梁に発生する卓

越振動数も変化するが、実際に橋梁に発生している卓越振動数を数%の誤差で同定できることがわかった。ただし、速度が大きくなると連成時間が少なくなり、計測車両の応答に明確なピークが得られにくくなるため、推定値を決定できない場合があることがわかった。

b) 加振振動数による差異(時速20km)

次に加振振動数を変化させた場合について考察する。この場合車両速度は時速20kmで固定する。それぞれのケースでのバネ下後輪のスペクトルを図-15に示す。

2.85Hzにて加振走行した場合(Case20-2)、車軸振動数は2.85Hzであるが、橋梁には3.41Hzにて1-0モード、4.85Hzにて1-1モードが確認された。このとき計測車両バネ下後輪では、図-15(a)に示すとおり、1.73Hz、3.50Hz、6.30Hzが確認できる。これらのうちで受感帯に存在する3.50Hzでは、バネ下後輪の振動モードが上下運動となっているため、この数値を橋梁の卓越振動数の推定値とすることができる。また、二回目の試行において橋梁に発生していた卓越振動数は2.95Hzであったが、この振動数が受感帯に含まれていない上、検出されたピーク値2.84Hzでの運動がロール運動となっているため、推定値を定めることができなかった。これは、加振振動数2.95Hzが橋梁の固有振動数3.17Hzと若干異なるため、橋梁の応答が小さくなり、計測車両での検知が困難になったためと考えられる。

3.33Hzにて加振走行した場合(Case20-4)、橋梁では3.42Hzに1-0モード、4.77Hzに1-1モードが確認された。このとき図-15(b)より、計測車両バネ下後輪では、1.75Hz、3.44Hz、6.13Hzが確認でき、同様の考察から3.44Hzを橋梁の卓越振動数の推定値とできる。さらに二回目の試行に関しても、同様の考察から推定値を3.51Hzとすることができ、橋梁の実測値3.35Hzに対して4.7%程度の誤差となった。

3.49Hzにて加振走行した場合(Case20-5)、橋梁には3.57Hzで1-0モード、4.80Hzで1-1モードが確認された。このとき図-15(c)より、計測車両バネ下後輪では、3.53Hzおよび6.55Hzに明確なピークが確認できる。この3.53Hzは上下運動の振動モードとなっているため、この数値を橋梁の卓越振動数の推定値とできる。ただし二回目の試行では、スペクトルが明確でなく、推定値を決定することができなかった。この場合も、加振振動数3.49Hzが橋梁の固有振動数3.17Hzおよび4.87Hzとは若干異なる。そのため連成振動における橋梁応答が小さくなり、計測車両での検知が困難になったと考えられる。

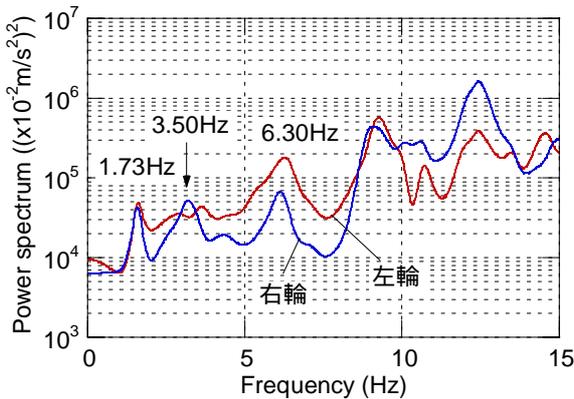
4.17Hzにて加振走行した場合(Case20-6)、橋梁には4.21Hzで1-1モード、12.1Hzで2-0モード、12.9Hzで2-1モードが発生していた。これに対し図-15(d)より、計測車両バネ下後輪では1.63Hz、4.13Hz、6.36Hzにピークがあり、同様の考察から4.13Hzを橋梁の卓越振動数の推定値とできる。ただし二回目の試行では、受感帯にピークが現れず、推定値が決定できなかった。この場合も、加振振動数が3.49Hzの

場合と同様、共振する橋梁の応答が小さく、計測車両の応答に含まれる橋梁振動の検知が困難になったためと考えられる。

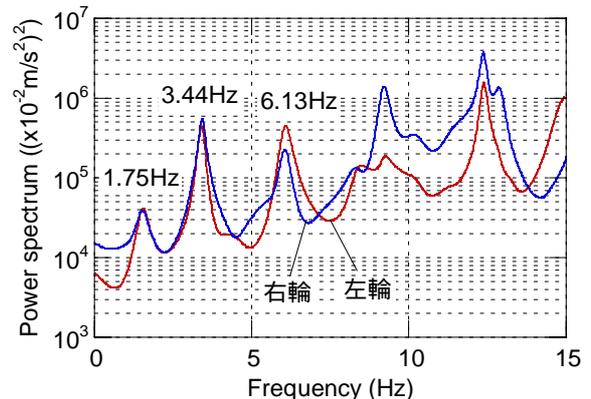
4.63Hzにて加振走行した場合(Case20-7)、橋梁には4.62Hzで1-1モードが発生していた。このとき図-15(e)より、計測車両バネ下後輪では、1.83Hz、4.63Hz、6.64Hzのピークが確認できる。これらのうちで、1.83Hzは車体のピッチ運動に対応し、また6.64Hzは車体のロール運動に対応しているが、4.63Hzはバネ下後輪の上下運動の振動モードとなっていた。よってこの場合、橋梁の卓越振動数として4.63Hzを推定値とすることができる。また二回目の試行では、設定不備のため加振振幅を半分にして実施したため、一回目の試行に比べ加振車両の加振力が小さくなっている。そのため明確なスペクトルが

得られず、推定値が決定できなかったと考えられる。ただし同振動数において、加振振幅を20mmとして時速40kmで走行した場合、橋梁の実測値4.68Hzに対して推定値4.71Hzが得られている。

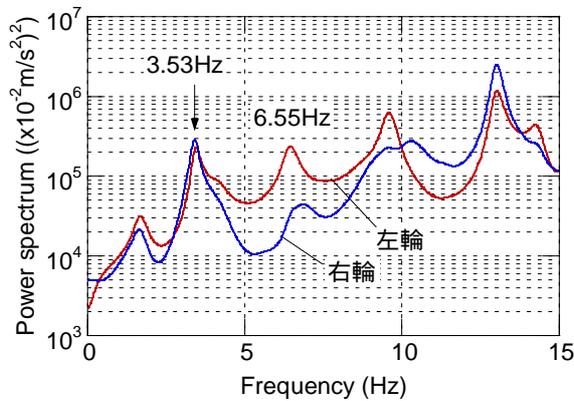
10.6Hzにて加振走行した場合(Case20-8)、橋梁には4.23Hz、4.86Hz、10.67Hzのピークが確認でき、それぞれ1-1モード、1-1モード、および2-0モードとなっていた。このとき計測車両では、図-15(f)より、1.64Hzおよび3.42Hz、6.53Hzを検出しているが、1.64Hzはバネ上の卓越振動数、3.42Hzはロール運動に伴う振動数であるため、いずれも橋梁の卓越振動数として検出することができない。また二回目の試行でも、同様の結果となり、推定値が決定できなかった。



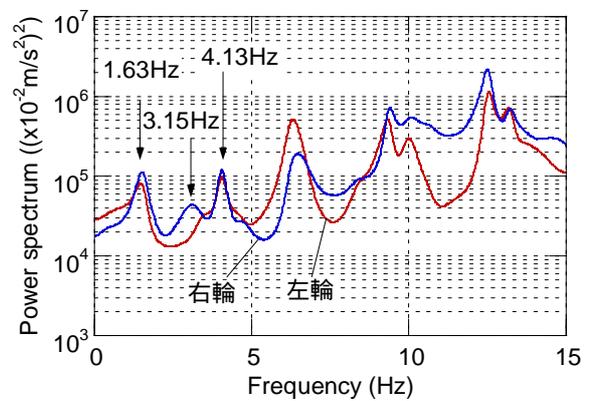
(a) 強制加振2.85Hz (Case20-2)



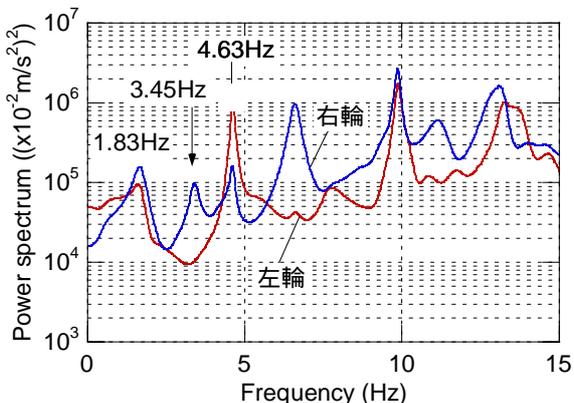
(b) 強制加振3.33Hz (Case20-4)



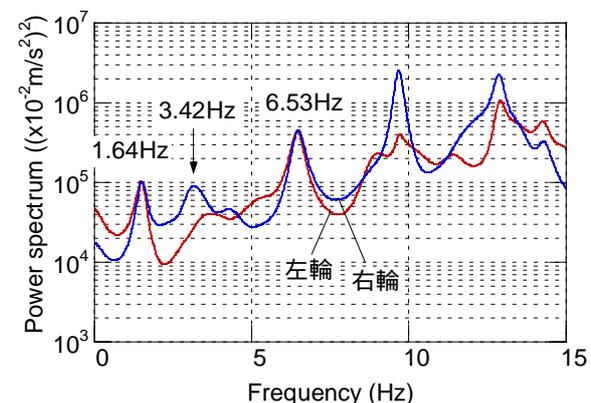
(c) 強制加振3.49Hz (Case20-5)



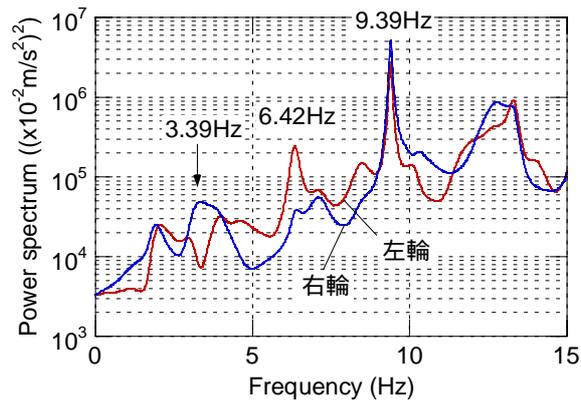
(d) 強制加振4.17Hz (Case20-6)



(e) 強制加振4.63Hz (Case20-7)



(f) 強制加振10.6Hz (Case20-8)



(g) 強制加振11.8Hz (Case20-9)

図-15 時速20kmでの強制加振走行

表-5 振動数推定値と実測値(数値上段は1回目, 下段は二回目を表す)

Case	起振器 起振振動数(Hz)	加振車両 車軸振動数(Hz)	橋梁卓越振動数 実測値* ¹ (Hz) (モード)	橋梁卓越振動数 推定値* ² (Hz) (誤差)
20-1	0	1.83* ³	4.38 (1-1)	- (-)
		4.27	4.88 (1-1)	- (-)
20-2	2.85	2.82	3.41 (1-0)	3.50 (2.6%)
		2.74	2.95 (1-0)	- (-)
20-3	3.17	3.20	3.32 (1-0)	3.29 (0.9%)
		3.40	3.23 (1-0)	3.36 (4.0%)
20-4	3.33	3.30	3.42 (1-0)	3.44 (0.5%)
		3.36	3.35 (1-0)	3.51 (4.8%)
20-5	3.49	3.51	3.57 (1-0)	3.53 (1.1%)
		3.66	3.46 (1-0)	- (-)
20-6	4.17	4.20	4.21 (1-1)	4.13 (1.9%)
		4.27	4.24 (1-1)	- (-)
20-7	4.63	4.65	4.62 (1-1)	4.63 (0.2%)
		4.57/4.88* ⁴	4.67 (1-1)/4.68 (1-1)* ⁴	- (-)/4.71(0.6%)* ⁴
20-8	10.6	4.12	4.23 (1-1)	- (-)
		3.96*	4.93 (1-1)	- (-)
20-9	11.8	4.73	4.20 (1-1)	- (-)
		4.88*	5.04 (1-1)	- (-)
40-1	0	3.35	3.40 (1-0)	- (-)
		3.66	3.46 (1-0)	- (-)
40-2	3.17	3.20	3.40 (1-0)	3.35 (1.4%)
		3.33	3.27 (1-0)	3.32 (2.0%)
60-1	3.17	3.13	3.57 (1-0)	3.51 (1.7%)
		3.05	3.42 (1-0)	- (-)

*¹: 橋梁上加速度計波形より

*³: 主な値(複数のピークを確認)

*²: 計測車両上加速度計波形より

*⁴: 振幅±20mmで時速40kmの場合

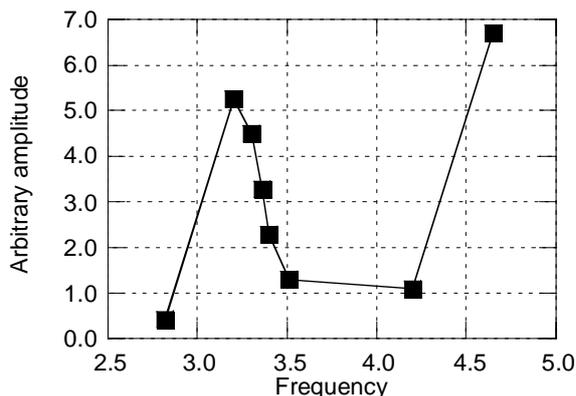


図-16 ボード線図

11.8Hzにて加振走行した場合(Case20-9), 橋梁には4.20Hzと4.88Hzにそれぞれ1-1モードが発生していた。また11.84Hzに最も強いピークが発生しており, これは2-0モードとなっていた。このとき計測車両パネ下後輪では, 図-15(g)より6.42Hzにピークが認められるものの, パネ下の特性値と解釈されるため, 橋梁の卓越振動数を検知することができない。また二回目の試行でも, 同様の結果となり, 推定値が決定できなかった。

以上のように10.6Hz, 11.8Hzにて加振した場合, 1-0モードや1-1モードの振動数における橋梁の応答は小さく, 計測車両での検出ができなかったと考えられる。

以上の結果をまとめたものを表-5に示す。加振車両と連行する計測車両のパネ下後輪のピークに着目し, さらに上下運動の振動モードとなるピークを推定値とすれば, 3~5Hzまでの橋梁の卓越振動数を推定できることになる。ただし, 試行回数に対して検出できる割合は橋梁応答の大きさによって異なり, 橋梁の固有振動数近傍で加振した場合は, 検出できる割合が増えている。また卓越振動数を検出できた場合は, 4%程度の誤差で推定が可能であった。

(3) 強制加振を想定した固有振動数推定法

以上の考察から, 橋梁には加振車両の加振特性に応じた振動が発生し, その振動状態に応じた1つの卓越振動数を推定できることがわかった。しかし推定された卓越振動数は, 強制加振によるものであるため, 橋梁の固有振動数と必ずしも一致しない。そのため固有振動数の推定には, 複数回の強制加振走行を想定した方法が必要と考えられる。一提案を以下に示す。

まず走行試験20-2~20-7の各ケースにおける加振車両の車軸力平均値を基準に, 車軸力が一定となるように応答値を修正する。すなわち, パネ下後輪で得られた卓越振動数に対応するパワーを, 平均加振力の比に応じて修正する。そして車軸力振動数を横軸に, 修正したパネ下後左右輪のパワーの平均値を縦軸にとると, 一種のボード線図が得られる。このボード線図を図-16に示す。図より, 3.20Hzおよび

4.6Hz以上にピークがある可能性が示唆されている。特に3.20Hzにおいて極大値を取ることがわかるため, この値を最低次の固有振動数と考えることができる。ここで得られた推定値3.20Hzと, 加振実験で得られた固有振動数の実測値3.17Hzとの差は0.03Hzで, 誤差は1%程度となった。よって走行試験を一種の強制加振試験と位置づければ, 以上の方法により受感帯として設定した3~5Hzの固有振動数の値が推定できることがわかった。ただし, 直接制御することができない車軸力の振動数を基準としているため, 正確なボード線図を作成するためには, 定常的な車軸力を発生できる機構が必要である。

2.5 結論

橋梁上を走行する車両応答から橋梁の固有振動数を抽出することを目的に, 一連の車両走行試験を行った。その結果, 以下の知見が得られた。

- 1) 今回使用した計測車両において, 路盤面上を走行した場合, パネ下後輪のスペクトルで3~5Hzの範囲は, 速度によらずほぼ平坦な特性を有する。そのため本計測車両で検出できる橋梁の卓越振動数の範囲は3~5Hzである。
- 2) 無加振の状態で大形車両と本計測車両が連行する場合, 速度とともに橋梁応答は大きくなるが, 計測車両の応答からは橋梁の卓越振動数を推定することができない。
- 3) 定常の振動状態にある加振車両が連行し, 橋梁が一種の強制加振状態にある場合, 橋梁上を走行する本計測車両のパネ下後輪のスペクトルに着目すれば, 橋梁の卓越振動数を検知することが可能である。すなわち, パネ下後輪のスペクトルにおいて, 3~5Hzの受感帯に上下運動の振動モードとなるピークを有する場合, このピークを橋梁の卓越振動数の推定値とすることができる。また, 橋梁の固有振動数に近い振動数で加振した場合, 卓越振動数を検出できる割合が増え, 推定できた場合の誤差は4%程度であった。
- 4) 加振車両による走行を一種の強制振動とみなし, 車軸力での加振振動数とパネ下後輪で得られた卓越振動数に対応するパワーを用いてボード線図を作成すれば, 3~5Hzに存在する橋梁の固有振動数を推定できることがわかった。しかし, 直接制御できない車軸力を基本としているため, 正確なボード線図作成には, 定常的な車軸力が発生できる新たな機構が必要である。

以上より, 対象とした橋梁の低次固有振動数を本提案手法により推定した場合, 一次固有振動数3.17Hzの推定が可能で, その誤差は1%程度であった。また推定誤差を1%とすれば, 支承損傷など固

有振動数変化の大きい損傷を把握できる可能性がある。

ただし提案手法では、橋梁上加振車両と計測車両のみが走行する状態を前提としているため、より一般的な状態での推定精度を検討する必要がある。また、ボード線図を用いるため複数回走行する必要がある。この点に関しては、計測車両と連行する加振車両が微速状態で移動し、スウィープ加振しながら走行するなどの方法で、広い帯域の応答を得るなどの対策が考えられる。今回は一般的な車両の振動を利用した手法を提案したが、牽引車両などのシンプルな振動系を利用することで、より明確な応答が得られる可能性があるため、今後検討する予定である。また、提案手法を用いた橋梁の損傷検知についても、今後検討する予定である。

参考文献

- 1) 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 加賀山泰一: 橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性, 土木学会論文集, No.380/I-7, 355-364, 1987.
- 2) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への適用, 構造工学論文集, Vol.45A, 土木学会, 701-712, 1999.
- 3) Hassiotis S, Jeong GD.: Identification of stiffness reduction using natural frequencies, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.121, No.10, ASCE, 1106-1113, 1995.
- 4) 土木学会構造工学委員会編: 構造工学シリーズ10 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 土木学会, 2000.
- 5) 土木学会構造工学委員会編: 構造工学シリーズ16 モニタリングによる橋梁の性能評価指針(案), 土木学会, 2006.
- 6) 奥松俊博, 岡林隆敏, 田代大樹, 要谷貴則, Jawaid Bashir AHMAD: 橋梁遠隔モニタリングシステムによる鋼ランガートラス橋の固有振動数の推移, 構造工学論文集, Vol.53A, 土木学会, 844-852, 2007.
- 7) 阿部雅人, 藤野陽三, 長山智則, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の構造同定と長大吊橋への適用例, 土木学会論文集, No.689/I-57, 261-274, 2001.
- 8) Olaf Huth, Glauco Feltrin, Johan Maeck, Nedim Kilic, Masoud Motavalli: Damage Identification Using Modal Data: Experiences on a Prestressed Concrete Bridge, *Journal of Structural Engineering*, Vol.131, No.12, ASCE, 1898-1910, 2005.
- 9) Zhengsheng Li, James A. Swanson, Arthur J. Helmicki, Vector J. Hunt: Modal Contribution Coefficients in Bridge Condition Evaluation, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.10, No.2, ASCE, 169-178, 2005.
- 10) Z. Ismail, H. Abdul Razak, A.G. Abdul Rahman: Determination of damage location in RC beams using mode shape derivatives, *Engineering Structures*, 28, 1566-1573, 2006.
- 11) 古川愛子, 大塚久哲, 清野純史: 未知の加振力によるフーリエ振幅比を用いた損傷同定法, 構造工学論文集, Vol.52A, 土木学会, 267-276, 2006.
- 12) 古川愛子, 大塚久哲, 梅林福太郎: マイクロ起振器を用いた振動実験による鋼トラス橋の損傷同定, 応用力学論文集, Vol.9, 土木学会, 1103-1110, 2006.
- 13) Jong Jae Lee, Chung Bang Yun: Damage diagnosis of steel girder bridges using ambient vibration data, *Engineering Structures*, Vol.28, 912-925, 2006.
- 14) Jorg F. Unger, Anne Teughels, Guido De Roeck: Damage detection of a Prestressed Concrete Beam using Modal Strains, *Journal of Structural Engineering*, Vol.131, No.9, ASCE, 1456-1463, 2005.
- 15) 山田均, 沢田繁樹, 篠原修二, 風間浩二: 支承特性差に着目した橋梁振動応答特性に関する研究, 土木学会論文集, No.623/VI-43, 271-276, 1996.
- 16) 岩崎正二, 出戸秀明, 兼子清, 宮本裕, 上野大介: 支点状態を考慮した既設鋼桁橋の簡易健全度評価に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.53A, 土木学会, 727-738, 2007.
- 17) 宮崎幸雄: 橋梁点検・検査結果における課題と提案, 平成18年度近畿地方整備局研究発表会 防災保全部門 No.17, 国土交通省近畿地方整備局, 2006.
- 18) 高田知典, 石間計夫: 無線センサネットワークの建設分野への利用と課題, 土木学会年次学術講演会講演概要集 Vol.60, CS14-010, 2005.
- 19) Yang Wang, Jerome P. Lynch, Kincho H. Law: A wireless structural health monitoring system with multithreaded sensing devices: design and validation, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol.3, No.2, 103-120, 2007.
- 20) Y.-B.Yang, C.W. Lin, J.D. Yau: Extracting bridge frequency from the dynamic response of a passing vehicle, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.272, 471-493, 2004.
- 21) C.W.Ling, Y.B.Yang: Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies: An experimental verification, *Engineering Structures*, Vol.27, 1865-1878, 2005.
- 22) 尾崎統, 北川源四郎: 統計科学選書5 時系列解析の方法, 朝倉書店, 2003.
- 23) 北垣啓, 山口隆司, 北田俊行, 杉浦邦征, 狩野正人: 走行車輛の応答による橋梁の損傷同定に関する解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol.15, 社団法人日本鋼構造協会, 585-590, 2007.

第3章 波形処理の高度化に関する検討

3.1 はじめに

橋梁の健全性を合理的に評価する指標として、従来から振動特性の変化に着目した研究が行われている¹⁾²⁾³⁾。これらの手法の一つとして、橋梁上を走行する車両の振動応答から、橋梁の固有振動数を推定する手法が提案されている⁴⁾⁵⁾。原理的には、車両応答のスペクトル上に発生するピークのうちで、通常路盤走行時には発生せず、橋梁走行時にのみ発生するものを橋梁の固有振動数とするものである。Yang らの研究では⁴⁾、牽引車両と重量車両を連行走行させ、時速 40km の走行でも固有振動数が抽出可能であることを示している。ここで彼らは、得られた車両応答を単純に FFT 解析し、スペクトルの評価を行っている。これは、車両振動と橋梁振動が十分に連成し、定常状態にあることを前提としたものである。しかし、橋梁上を通過する車両とそれに励起される橋梁の振動は、過渡的な連成振動であり、単純に定常状態を仮定することに疑問が残る。また彼らは、重心位置における振動応答を利用しているが、車両自体も 3 次元的な連成振動をするため、多変数のモデルを想定することが望ましいといえる。またこの手法は、スペクトルに発生するピークのみに着目した手法であるため、明確なピークが現れない場合や、橋梁と車両の固有振動数が近い場合など、検出に困難が生じる。このような場合、近接する振動数を分離できる何らかの手法を適用する必要がある。

一方、橋梁の振動解析には、運動方程式に基づく物理モデルが利用される場合が多い⁶⁾⁷⁾。物理モデルは、明確にモデルを構築できる反面、そこに含まれるパラメータを的確に設定する必要がある。特に、車両振動と橋梁振動の連成解析には、路面プロファイルや減衰定数など、不明確な要素が多く含まれ⁸⁾⁹⁾、これらの数値を設定することが難しい。そのため、車両の振動応答から橋梁の振動成分を抽出する場合、不確定要素を多く含む物理モデルではなく、システムの入出力モデルに基づいた解析が有利となる。すなわち、橋梁の振動を入力とし、車両上の応答を出力とするシステムを想定することで、物理モデルを想定することなく、直接的に橋梁振動を評価することが可能となる。しかしこの場合、出力値のみから未知のシステム特性と入力

値を同時に同定することになるため、通常の解析手法では同定が困難である。

他方、多入力多出力系の未知システムに対し、出力値のみからシステム特性と入力値を同定する手法に、独立成分分析がある¹⁰⁾¹²⁾。独立成分分析は、行列方程式で表される入出力の線形的な混合モデルに対し、入力値が各々統計的に独立であるという仮定の下、入力値を推定する手法である。この手法は、主に音声分離などの手法として研究が進められており、いわゆるカクテルパーティ問題に対して威力を発揮する¹³⁾¹⁴⁾。しかしこの手法は、各入力値の線形的な重ね合わせを前提とするもので、入出力の関係が畳み込みで表される振動問題に対し、直接適用することができない。この問題はいわゆるブラインド逆畳み込み(Blind Deconvolution)と呼ばれるもので、静的な混合推定を動的な畳み込みに拡張する手法がいくつか提案されている。代表的な手法として、短時間 FFT を利用し、周波数領域で畳み込み積分を線形和に変化する手法がある¹⁵⁾。しかしこの手法は、音声などの広帯域の現象には有利であるが、振動現象のような特定の帯域に波動が集中する場合、適切な手法とはならない。これに対し新田ら¹⁶⁾¹⁷⁾は、動的な混合に対して多変数 ARMA モデルと状態空間モデル(システム状態モデル)を適用し、静的な混合への変換に成功している。この場合、周波数領域を用いないため帯域に制約がなく、車両と橋梁の連成振動の解析に適用が可能と考えられる。またこの手法は、単純な振動系において適用された事例¹⁸⁾はあるが、車両橋梁の連成振動などの複雑な振動系への適用性は検討されていない。

よって本研究では、橋梁上を通過する車両の振動応答から橋梁の振動成分を抽出する手法として、車両のシステム状態モデルによる独立成分分析の適用を行い、実橋梁での車両走行実験の結果に基づきその適用性を検討する。

3.2 車両の振動応答に基づく橋梁の固有振動数推定法

(1) 概要

本研究では、橋梁と連成振動を生じている車両(計測車両)の振動応答に着目し、計測車両の振動応答から橋梁の固有振動数を推定する。Yang らの研究⁴⁾では、計測車両と

して牽引車両を用いているが、本研究では普通乗用車を用いる。また応答値として、各車輪バネ下およびバネ上の加速度応答を計測する。ここで、バネ上とはバネ上質量を指し、サスペンション上の車体の位置を意味する。またバネ下とはバネ下質量を指し、車体とサスペンションで連結された各車輪軸の位置を意味する。これらの応答値をシステムの入力値として、独立成分分析により入力値としての橋梁振動の推定を行う。

(2) 想定する入出力システム

本研究では、車両を一つの多入力多出力システムとして捉え、定式化を行う。前述の通り、出力値は各車輪のバネ上バネ下加速度を用いる。また入力値として、橋梁構造全体の振動成分と路面プロファイルによる振動成分を想定する。想定するモデルの概念図を図-1に示す。ここでは、橋梁からの入力成分を4つとし、いずれかの成分に橋梁の振動成分が含まれ、残りの3成分は路面プロファイルによる振動成分と考える。ただし、推定信号の独立性が低い場合、両者が混合された形で推定されてしまう。また独立成分分析の性質上、推定された信号は順序と振幅が不定となる。そのため本研究では、推定された信号を周波数解析し、どの成分に対しても、明確に3~5Hz付近にピークを含んだ場合、そのピークを推定値とする。

いま、時刻 t での車輪 $i (i=1, 2, 3, 4)$ におけるバネ上加速度応答を $y_i(t)$ 、バネ下加速度応答を $x_i(t)$ とする。さらに、橋梁からの入力成分を $u_j(t) (j=1, 2, 3, 4)$ とする。このとき、バネ下における入出力関係を、多次元 ARMA モデルとして式(1)のように仮定する。

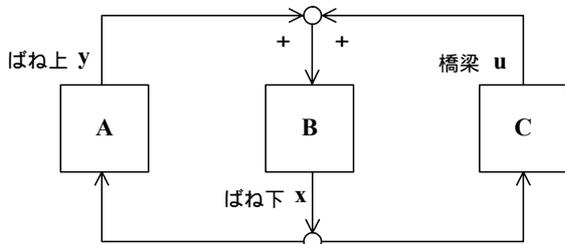


図-1 システムの概念図

$$\mathbf{x}(t) = \sum_{k=1}^p \mathbf{A}(k)\mathbf{x}(t-k) + \sum_{k=1}^q \mathbf{B}(k)\mathbf{y}(t-k) + \sum_{k=1}^r \mathbf{C}(k)\mathbf{u}(t-k) + \mathbf{N}\mathbf{u}(t) \quad (1)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{y}(t) &= \begin{pmatrix} y_1^T(t) & \Lambda & y_4^T(t) \end{pmatrix}^T \in R^{1 \times 4} \\ \mathbf{x}(t) &= \begin{pmatrix} x_1^T(t) & \Lambda & x_4^T(t) \end{pmatrix}^T \in R^{1 \times 4} \\ \mathbf{u}(t) &= \begin{pmatrix} u_1^T(t) & \Lambda & u_4^T(t) \end{pmatrix}^T \in R^{1 \times 4} \end{aligned} \right\} (2a)$$

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{A}(k) &= \begin{pmatrix} a_{11}(k) & \Lambda & a_{14}(k) \\ \mathbf{M} & \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ a_{41}(k) & \Lambda & a_{44}(k) \end{pmatrix} \in R^{4 \times 4} \\ \mathbf{B}(k) &= \begin{pmatrix} b_{11}(k) & \Lambda & b_{14}(k) \\ \mathbf{M} & \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ b_{41}(k) & \Lambda & b_{44}(k) \end{pmatrix} \in R^{4 \times 4} \\ \mathbf{C}(k) &= \begin{pmatrix} c_{11}(k) & \Lambda & c_{14}(k) \\ \mathbf{M} & \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ c_{41}(k) & \Lambda & c_{44}(k) \end{pmatrix} \in R^{4 \times 4} \\ \mathbf{N}(k) &= \begin{pmatrix} n_{11} & \Lambda & n_{14} \\ \mathbf{M} & \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ n_{41} & \Lambda & n_{44} \end{pmatrix} \in R^{4 \times 4} \end{aligned} \right\} (2b)$$

である。また、次数 p, q, r はあらかじめ与えられているものとする。この式は、バネ下の出力が、自分自身のフィードバックと、バネ上の成分と路面（橋梁）からの各成分の入力により生じていることを表している。

以上の定式化により、与えられた命題は、8つの観測値 $\mathbf{x}(t), \mathbf{y}(t)$ のみから、未知の係数行列 $\mathbf{A}, \mathbf{B}, \mathbf{C}$ および入力値 $\mathbf{u}(t)$ を推定する問題となる。本研究では、独立成分分析により $\mathbf{u}(t)$ を推定した後、周波数解析を行い、橋梁の固有振動数を決定する。

(3) 独立成分分析による推定

a) 静的混合における独立成分分析

独立成分分析は、複数の出力から、未知の伝達関数行列と未知入力を推定する手法である。いま、 n 個の入力源 $\mathbf{s}(t)$ が、混合行列 \mathbf{A} により混合され、 n 個の出力信号 $\mathbf{x}(t)$ として観測されたとする。すなわち

$$\mathbf{x}(t) = \mathbf{A}\mathbf{s}(t) \quad (3)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{x}(t) &= \begin{pmatrix} x_1^T(t) & \Lambda & x_n^T(t) \end{pmatrix}^T \in R^{1 \times n} \\ \mathbf{s}(t) &= \begin{pmatrix} s_1^T(t) & \Lambda & s_n^T(t) \end{pmatrix}^T \in R^{1 \times n} \end{aligned} \right\} (4)$$

$$\mathbf{A} = \begin{pmatrix} a_{11} & \Lambda & a_{1n} \\ \mathbf{M} & \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ a_{n1} & \Lambda & a_{nn} \end{pmatrix} \in R^{n \times n} \quad (5)$$

である。入力源の復元のために、以下のように復元行列 \mathbf{W} を想定する。

$$\hat{\mathbf{s}}(t) = \mathbf{W}\mathbf{x}(t) \quad (6)$$

ここで、出力信号 $\mathbf{x}(t)$ の情報のみを用いて、信号源 $\mathbf{s}(t)$ の推定信号 $\hat{\mathbf{s}}(t)$ が独立となるよう \mathbf{W} を調整することを考える。本研究では、統計的独立性を計る指標として以下で定義される Kullback-Libler Divergence を用いる。

$$I(\hat{s}) = \int p(\hat{s}) \log \frac{p(\hat{s})}{\prod_{i=1}^n p_i(\hat{s})} d\hat{s} \quad (7)$$

ただし、 $p(\hat{s})$ は確率変数の結合確率密度関数、 $p_i(\hat{s})$ は確率変数の周辺確率密度関数である。この情報量は常に正となり、変数が独立の場合ゼロとなる。よって最適解を得るためには、この目的関数 I を最小化するように \mathbf{W} を更新することになる。いま、自然勾配法と呼ばれる更新則¹⁴⁾に従うことで、 \mathbf{W} に対する以下の増分が得られる。

$$\Delta \mathbf{W} = (I - E[\phi(\hat{s})\hat{s}^T])\mathbf{W} \quad (8)$$

ここで、 $E[\cdot]$ は期待値を表し、 $\phi(x)$ はスコア関数と呼ばれる関数である。このスコア関数 $\phi(x)$ は、推定信号の確率密度関数に依存するが、通常は x^3 や $\tanh x$ などの適当な非線形関数で近似する。ただし、推定信号の性質が優ガウスのであれば、分布形状が急峻かつ未広がりな $\tanh x$ などの関数を適用する。また劣ガウスのであれば、広がりが小さく中心では平坦な形状となる x^3 などの関数を適用する。これにより、学習率 α をとして、以下の更新則が得られる。

$$\mathbf{W} \leftarrow \mathbf{W} + \alpha \Delta \mathbf{W} \quad (9)$$

よって、復元行列 \mathbf{W} に適当な初期値を与え、式(9)で順次 \mathbf{W} を更新していけば、 I を最小化する \mathbf{W} が得られることになる。

b) 状態方程式の構築

車両振動システムは時間領域の式(1)で表現され、現在の入力 $\mathbf{u}(t)$ と、過去の出力 $\mathbf{x}(t)$ 、 $\mathbf{y}(t)$ 、 $\mathbf{u}(t)$ により決定される。よってこの式を、新田らの提案式¹⁷⁾に従い、以下のように拡大状態空間モデルに拡張する。

$$\begin{cases} \tilde{\mathbf{x}}(t) \\ \tilde{\mathbf{y}}(t) \\ \tilde{\mathbf{u}}(t) \\ \mathbf{x}(t) \end{cases} = \begin{pmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \tilde{\mathbf{A}} & \tilde{\mathbf{B}} & \tilde{\mathbf{C}} & \mathbf{N} \end{pmatrix} \begin{cases} \tilde{\mathbf{x}}(t) \\ \tilde{\mathbf{y}}(t) \\ \tilde{\mathbf{u}}(t) \\ \mathbf{u}(t) \end{cases} \quad (10)$$

ここで、

$$\left. \begin{cases} \tilde{\mathbf{y}}(t) = (\mathbf{y}^T(t-p) \quad \mathbf{y}^T(t-p+1) \quad \Lambda \quad \mathbf{y}^T(t-1))^T \\ \tilde{\mathbf{x}}(t) = (\mathbf{x}^T(t-q) \quad \mathbf{x}^T(t-q+1) \quad \Lambda \quad \mathbf{x}^T(t-1))^T \\ \tilde{\mathbf{u}}(t) = (\mathbf{u}^T(t-r) \quad \mathbf{u}^T(t-r+1) \quad \Lambda \quad \mathbf{u}^T(t-1))^T \end{cases} \right\} \quad (11)$$

$$\left. \begin{cases} \tilde{\mathbf{A}} = (\mathbf{A}(p) \quad \mathbf{A}(p-1) \quad \Lambda \quad \mathbf{A}(1)) \\ \tilde{\mathbf{B}} = (\mathbf{B}(q) \quad \mathbf{B}(q-1) \quad \Lambda \quad \mathbf{B}(1)) \\ \tilde{\mathbf{C}} = (\mathbf{C}(r) \quad \mathbf{C}(r-1) \quad \Lambda \quad \mathbf{C}(1)) \end{cases} \right\} \quad (12)$$

である。また式(10)は、

$$\left. \begin{cases} \boldsymbol{\eta}(t) = (\tilde{\mathbf{x}}^T(t) \quad \tilde{\mathbf{y}}^T(t) \quad \tilde{\mathbf{u}}^T(t) \quad \mathbf{x}^T(t))^T \\ \mathbf{s}(t) = (\tilde{\mathbf{x}}^T(t) \quad \tilde{\mathbf{y}}^T(t) \quad \tilde{\mathbf{u}}^T(t) \quad \mathbf{u}^T(t))^T \end{cases} \right\} \quad (13)$$

とおくことで、

$$\boldsymbol{\eta}(t) = \mathbf{H}\mathbf{s}(t) \quad (14)$$

と表すことができる。これにより、未知変数を含むベクトル $\mathbf{s}(t)$ の推定値は、復元行列 \mathbf{W} により以下のように求まる。

$$\hat{\mathbf{s}}(t) = \mathbf{W}\boldsymbol{\eta}(t) \quad (15)$$

また、橋梁からの入力成分 $\mathbf{u}(t)$ の推定値は、 $\hat{\mathbf{s}}(t)$ ベクトルの最後の4成分となる。

c) 固定要素を含む復元行列の推定

一般的な入出力関係として式(3)が与えられた場合、更新則として式(8)が適用できる。しかし状態空間モデルにより、推定する変数に固定要素が含まれる場合、この式を直接適用することはできない。すなわち固定要素を有する信号に独立成分分析を適用する場合、復元行列によって固定要素の確率密度関数が変化しないことが要請される。また固定要素については、式(7)で与えられる情報量が一定となる。この条件を満たす更新則は、新田ら¹⁷⁾により以下のように示されている。

$$\Delta \mathbf{W} = \Pi(I - E[\phi(\hat{s})\hat{s}^T])\mathbf{W} \quad (16)$$

ただし、

$$\Pi = \text{diag}(\mathbf{0}_p \quad \mathbf{0}_q \quad \mathbf{0}_r \quad \mathbf{I}) \quad (17)$$

$$\mathbf{I} \in R^{n \times n}, \mathbf{0}_p \in R^{p \times p}, \mathbf{0}_q \in R^{q \times q}, \mathbf{0}_r \in R^{r \times r} \quad (18)$$

である。すなわち、初期値 \mathbf{W}_0 に対し変動要素のみを更新するよう制約を設けて最適化を行うことになる。また、最適解はスコア関数の設定に依存しやすいことが知られている。そこで本研究では、式(16)の代わりとして、推定信号のガウス性を判断して分布を調整するアルゴリズム¹⁹⁾を適用し、以下のように改良する。

$$\Delta \mathbf{W} = \Pi(I - \text{sign}(\kappa)E[\phi(\hat{s})\hat{s}^T] - E[\hat{s}\hat{s}^T])\mathbf{W} \quad (19)$$

ただし、 $\phi(x) = \tanh x$ であり、 $\text{sign}(x)$ は x の符号に応じて性ならば1、負ならば-1を出力するシグナム関数である。また更新は、以下のノルム ξ がある一定値以下（本研究では0.001）になるまで行う。この閾値は、収束の性状と推定精度を勘案して決定した。

$$\xi = \|I - \text{sign}(\kappa)E[\phi(\hat{s})\hat{s}^T] - E[\hat{s}\hat{s}^T]\| \quad (20)$$

3.3 車両走行実験

(1) 実験概要

橋梁での走行実験では、各車輪上の加速度を計測できる計測車両を走行させ、車両応答を計測した。さらに、橋梁と車両の連成振動を増幅させるために、加振機を搭載し加振状態で走行できる大型車両（以下、加振車両）を連行走行させた。

(2) 対象橋梁

対象橋梁は、4主桁非合成鋼単純鉸桁形式の橋梁である。詳細を図-2に示す。車両走行により発生する振動計測のため、内桁の一つG2および外桁の二つG1/G4の中間点および1/4点に、鉛直方向の加速度計を計6個設置している。また橋梁上に起振機を設置し、強制加振を行った結果、試験橋梁の固有振動数は1-0モード3.17Hz、1-1モード4.76Hz、2-0モード11.8Hzであった。また数値解析モデルによる検討結果から、同様に1-0モード3.18Hz、1-1モード4.87Hz、2-0モード10.84Hz、2-1モード11.82Hz、1-2モード14.34Hz、2-2モード18.11Hzという数値が得られている⁹⁾。図-3に固有振動モード形状を示す。

(3) 計測車両および加振車両

本研究では、計測車両としてトヨタ社製普通乗用車を用いた。普通乗用車の概要を図-4(1)に示す。計測車両の後輪サスペンションは、剛なフレームで連結されているが、前輪サスペンションは左右独立した形式となっている。なお計測車両の四輪には、パネ上とパネ下にひずみゲージ式加速度計を設置した。この計測車両は、木片からの落下試験や路盤面の走行試験などにより、パネ下で5Hz付近にピークをもつこと、またパネ上で1Hz付近にピークをもつことがわかっている。

また本研究では、加振車両として、車両上に起振機が設置されている大型車両を用いた。加振車両は、走行と同時に正弦波加振が可能な車両である。加振車両の概要を図-5(2)に示す。起振機はトラックの後輪二軸の中間位置に配置されており、最大加振力19.2kN、最大振幅20mmで、0.05～200Hzの加振状態を作り出すことができる。

(4) 走行ケース

本研究で検討を行った走行ケースを表-1に示す。Case20-0、Case40-0では、時速20kmおよび40kmにおいて、起振機を起動せず大型車両の連行走行のみで計測を行う。またCase20-1、Case20-2では、橋梁の1-0モードおよび1-1モードの固有振動に近い3.17Hz、4.63Hzでの加振状態で連行走行を行う。解析に用いたデータは、計測車両が橋梁の中央支間付近を通過した時間帯で、波形からほぼ定常状態と判断されるものを用いた。記録時間はケースによって異なるが、およそ1～3秒である。またサンプリング周波数は1000Hzとし、300Hzのローパスフィルタを掛けて記録を行った。ただし、モデル次数とサンプリング数の調整のために、解析の段階で250Hzまでダウンサンプリングした。

また対象橋梁での加速度応答の計測は、計測車両が中央を通過したと同時に得られたデータを用いている。この加速度応答から得られたパワースペクトルなどにより、卓越した振動数とモードはそれぞれ表-1に示す通りとなった。それぞれの振動数で加振した場合、加振振動数に近いモードの振動が励起されている。

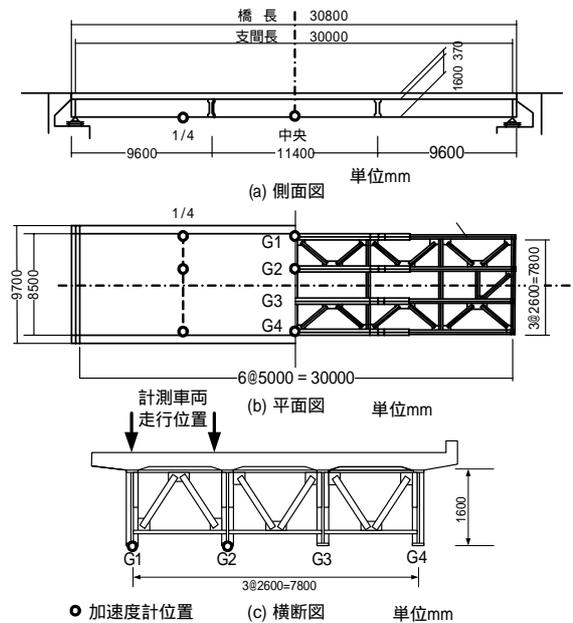


図-2 対象橋梁（試験橋梁）

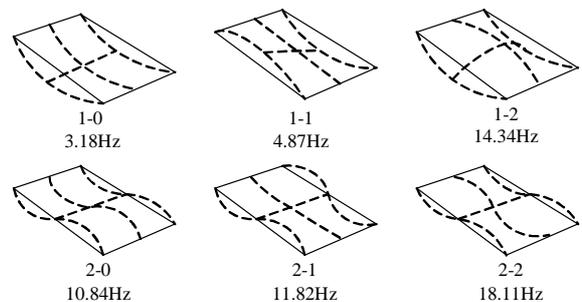


図-3 対象橋梁の振動モード

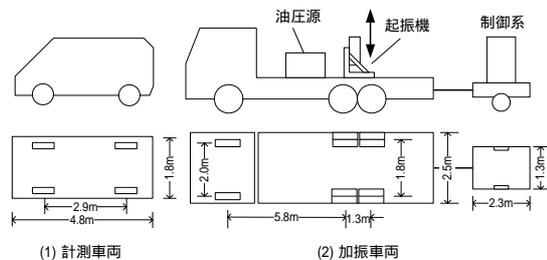


図-4 計測車両および加振車両

表-1 検討ケース

Case	時速	加振振動数	橋梁固有振動数
20-0	20km/h	0	4.38Hz (1-1 mode)
40-0	40km/h	0	3.40Hz (1-0 mode)
20-1	20km/h	3.17Hz	3.32Hz (1-0 mode)
20-2	20km/h	4.63Hz	4.62 Hz (1-1 mode)

(4) 走行試験結果

走行試験により得られた車両応答波形の一例を図-6 図-7に示す。これは時速20kmにおいて走行した場合のパネ上およびパネ下の時刻歴波形である。また、これらの波形を周波数解析した結果を図-8に示す。本研究では、応答

の記録時間が短い場合でも高い分解能を有する burg 法によりパワースペクトルを求めた。ただし, burg 法の次数はデータ数の平方根に 2 を掛けた値を目安として決定した。図より, これらのパワースペクトルには, 橋梁の卓越振動数に対応する 4.38Hz 付近のピークは確認できない。Case40-0 の場合も同様である。一方 Case20-1, Case20-2 の場合, 加振車両の効果により連成振動が増幅され, 橋梁の卓越振動数に対応するピークが一部確認できる場合もある。しかし, いずれの場合でも, 卓越振動数は明確でなく, 車両応答のみで橋梁の固有振動数を判断することはできない。

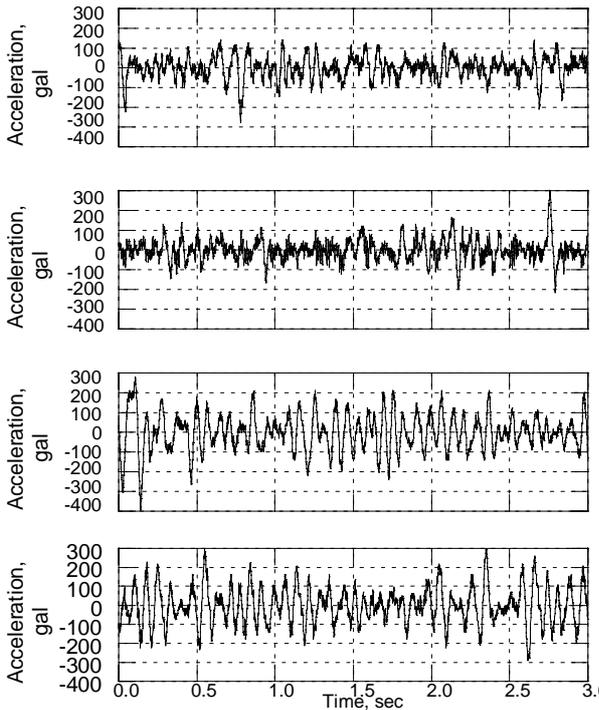


図-6 バネ下の応答(上から前左, 前右, 後左, 後右の順)

3.4 同定結果

a) 次数の影響

図-10 に, Case20-0 における波形の同定結果の一例を示す。この波形は, 式(1)における次数を (p, q, r) で表した場合, $(1, 1, 1)$ となる場合の推定信号である。この推定信号を時間領域で表した場合, 4 つの成分に明確な差異が見受けられない。また他のケースでも, 同様の傾向が得られている。これはいずれのケースまたはモデルにおいても同様であった。これらの波形は, 高周波が卓越した波形となっており, 橋梁の固有振動由来の成分を特定することはできない。しかしこれらの成分を路面プロファイルの入力と考えた場合, システムの入力としては妥当な推定結果であると考えられる。すなわち, 周波数の高い信号がシステムに入力され, 自己回帰を含んで遅延回路により低周波の信号が出力された状態を表している。しかし, 橋梁の振動成分とプロファイル成分の独立性が明確でないと考えられ, 橋梁の振動成分をそのまま抽出することができていないと思われる。よって以下では, これらの信号に含まれる低次卓越振動数に着目し, 評価を行うこととする。

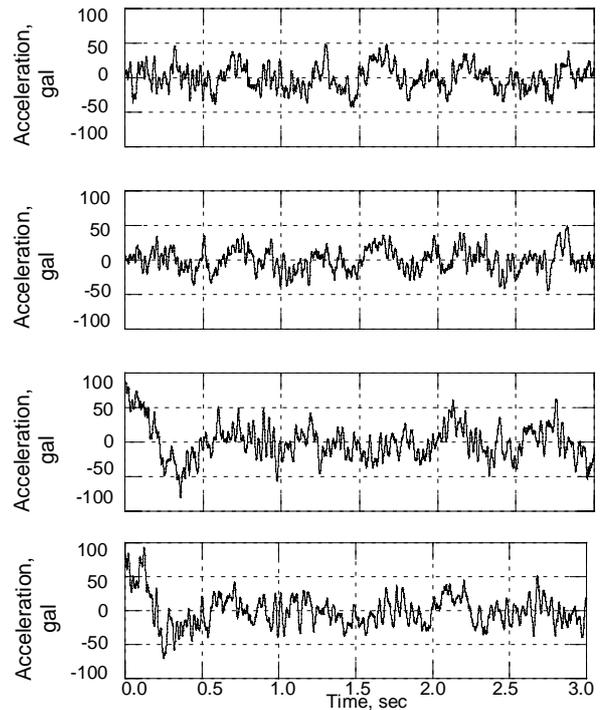


図-7 バネ上の応答(上から前左, 前右, 後左, 後右の順)

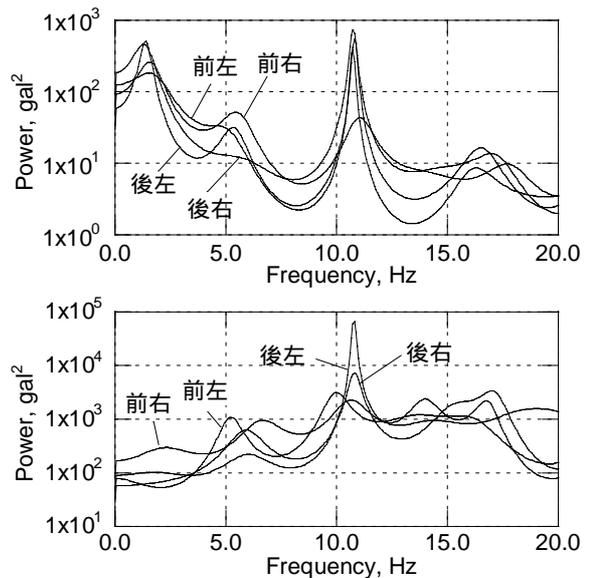


図-8 バネ上(上図)バネ下(下図)のパワースペクトル

次に, 次数 p, q および r の感度を検討した。ここでは, これらの数値を変化させ, 推定信号より得られるパワースペクトルを比較した。その結果を図-10 に示す。また各図中右下に, モデル次数を合わせて示している。これより, モデル $(1, 1, 1)$ では, 3.1Hz 付近において一部の波形でピークが確認できる。次に, モデル $(50, 1, 1)$ では, 3.0Hz 付近に何らかの起伏が見られるものの, 明確ではない。しかしモデル $(1, 50, 1)$ においては, 4.38Hz にピークがあり, 明確な違いが現れている。すなわち, 次数 p を変化させてもほとんど推定結果に変化がないことがわかる。ただしこれらの例では, 次数 r を 1 に固定しているが, 他の数字に設定した場合でもほぼ同様の結果が得られた。また次数 p を大き

くした(1,1,50)の場合でも,4Hz付近にピークが現れている。よって,入力信号推定には次数 q および r が影響することがわかった。

次に,次数 r を変化させた場合を検討した。次数 r は同定結果に大きく影響しており,特に次数を大きくしすぎると,推定信号の振幅が定まらなくなる傾向が見受けられた。本研究で用いたアルゴリズムは,混合行列の成分行列 C の対角成分を1とし,それ以外の成分を1より小さく正規化することで,復元された信号の順序や振幅の不定性を解決している。しかし次数が大きすぎると,対角成分以外の成分が大きくなり,行列 C を正規化できなくなるため,正しく推定できなくなった。

最後に,いくつかの次数を組み合わせ,推定結果を比較したところ,(1,70,10)において4.6Hzにピークをもつ信号がえ得られることがわかった。このときの波形とスペクトルを図-12,図-13に示す。この次数の場合,おおよそ良好な推定が行われていると考えられるため,他のケースについても(1,70,10)におけるモデルを検証する。ただし,次数の組み合わせによって最適解も異なるため,現象に応じた次数を試行錯誤的に決定する必要があると思われる。

b) 加振状態の影響

良好に推定が行えていると判断されたモデル(1,70,10)を用いて,Case20 シリーズを比較する。図-13 および図-14には,この次数モデルで得られた推定信号のパワースペクトルを示す。加振振動数3.17Hzで運行した場合,推定信号に3.4Hzが現れている。しかし4.63Hzで加振した場合,4Hz付近には明確なピークは現れていない。これは,加振車両の加振力が振動数に依存し4.63Hzの場合十分な連成が発生しなかった可能性がある。また適切な次数を設定すれば,4Hz付近にピークが発生する可能性もあるため,適切な次数の設定は今後の検討課題である。

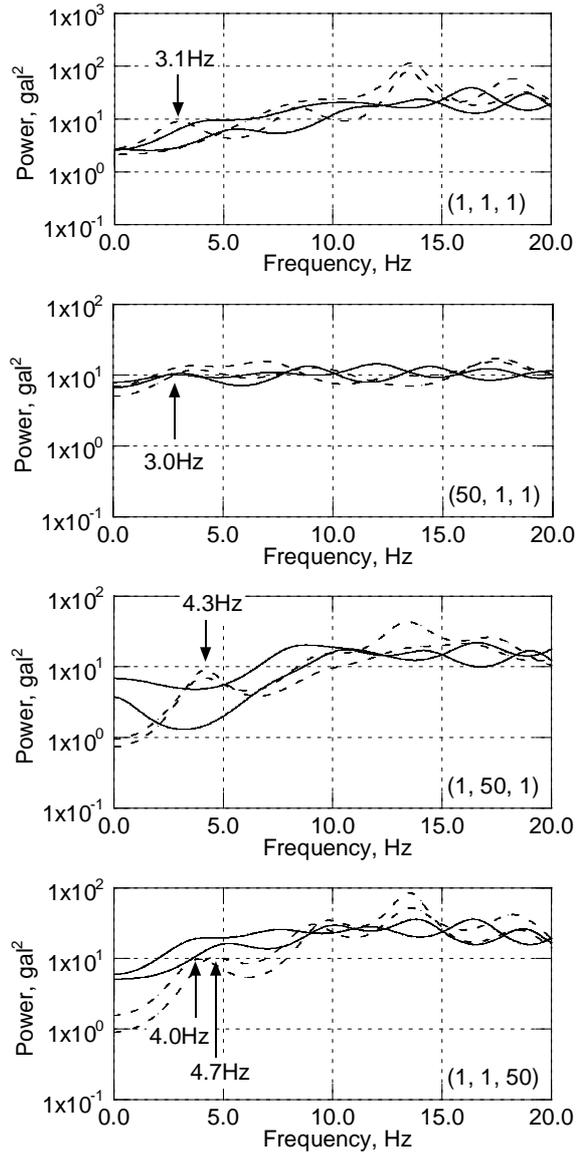


図-10 パワースペクトル (Case20-0)

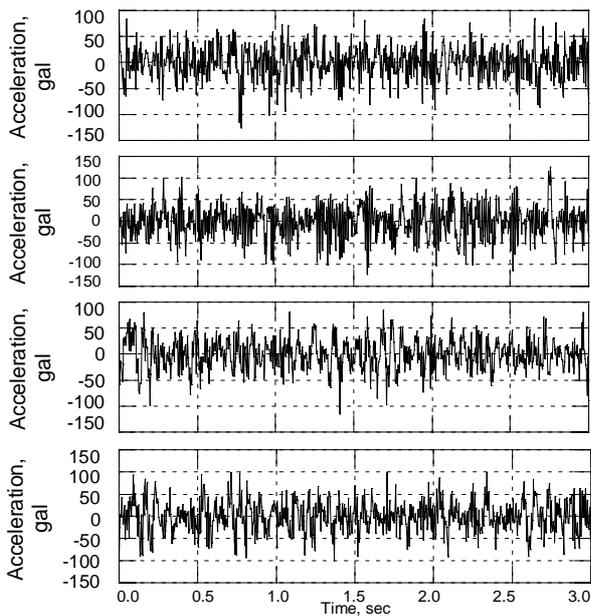


図-9 モデル(1, 1, 1)による推定波形

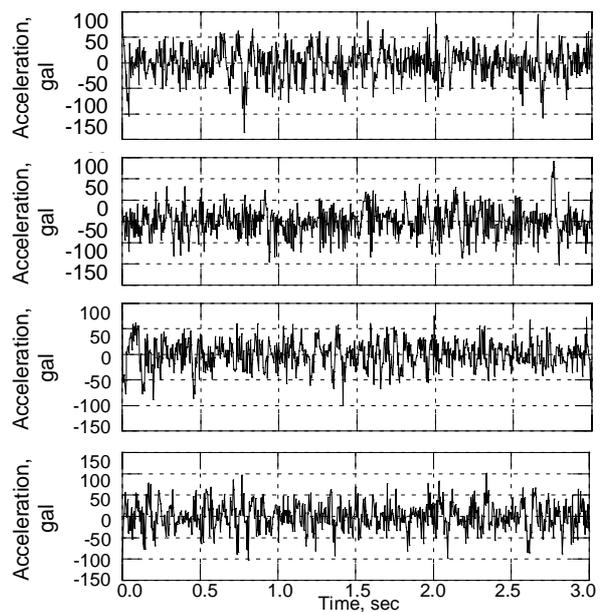


図-11 モデル(1, 70, 10)による推定波形

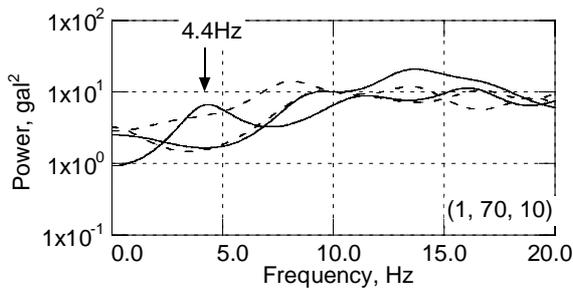


図-12 モデル(1,70,10)による推定波形

c) 走行速度の影響

次に、モデル(1,70,10)を用いて Case20-0 と Case40-0 を比較した表-1 より、速度が時速 20km から 40km になると、橋梁の卓越振動数およびモードが変化している。これは、速度増加に伴う加振力の増加が原因と思われる。一方、図-15 に Case40-0 での推定信号のパワースペクトルを示す。計測車両では、走行速度が速くなったため、橋梁と共振する時間も減少し、推定結果に現れなかった可能性がある。すなわち本件の推定問題に独立成分分析を適用する場合でも、想定する系が十分連成し、共振状態になる必要があるといえる。

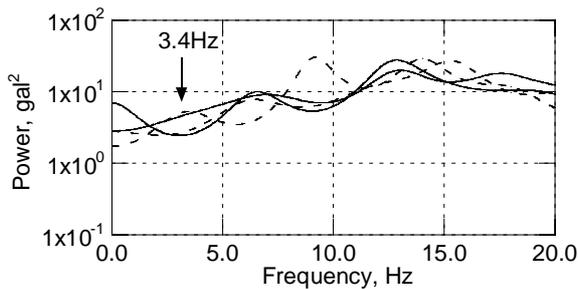


図-13 モデル(1,70,10) (3.17Hz 加振)による推定波形

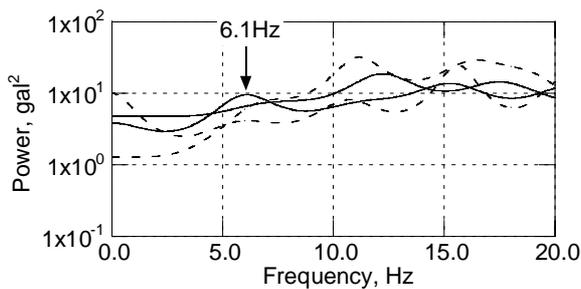


図-14 モデル(1,70,10) (4.62Hz 加振)による推定波形

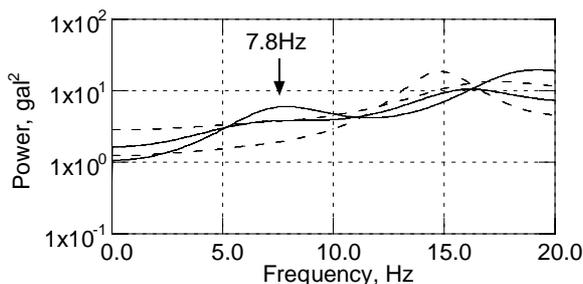


図-15 モデル(1,70,10) (時速 40km)による推定波形

3.5 まとめ

本研究では、橋梁上を通過する車両の振動応答から橋梁の振動成分を抽出する手法として、車両のシステム状態モデルによる独立成分分析の適用を行い、実橋梁での車両走行実験の結果に基づきその適用性を検討した。その結果、以下の知見が得られた。

1. 橋梁振動と路面プロファイルの独立性は低く、両者を完全に分離することができなかった。しかし混合された信号のスペクトルに着目することで、橋梁の振動成分を抽出できる可能性がある。
2. 車両振動に含まれる橋梁の振動成分を抽出するためには、橋梁と車両が十分連成状態にあることが必要と考えられる。
3. 目標とする振動数を抽出するには、適切な AR 次数の設定が必要である。
4. 次数の設定によっては、繰り返し計算が収束せず、解が得られない場合があった。

本研究では、独立成分分析の適用に焦点を当てて検討を行ったが、適切な次数の設定など課題も多く、今後さらなる検討が必要である。また動的問題への拡張が可能であるため、今後様々な推定問題に独立成分分析を適用し検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 加賀山泰一: 橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性, 土木学会論文集, No.380/I-7, 355-364, 1987.
- 2) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への適用, 構造工学論文集, Vol.45A, 土木学会, 701-712, 1999.
- 3) Hassiotis S, Jeong GD.: Identification of stiffness reduction using natural frequencies, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.121, No.10, ASCE, 1106-1113, 1995.
- 4) Y.-B. Yang, C.W. Lin, J.D. Yau: Extracting bridge frequency from the dynamic response of a passing vehicle, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.272, 471-493, 2004.
- 5) C.W. Ling, Y.B. Yang: Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies: An experimental verification, *Engineering Structures*, Vol.27, 1865-1878, 2005.
- 6) 阿部雅人, 藤野陽三, 長山智則, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の構造同定と長大吊橋への適用例, 土木学会論文集, No.689/I-57, 261-274, 2001.
- 7) 川谷充郎, 山田靖則, 嶽下裕一: 三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp.79-86, 1998.1.
- 8) 川谷充郎, 西山誠治: 路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.733-740, 1993.3.
- 9) 北垣啓, 山口隆司, 北田俊行, 杉浦邦征, 狩野正人: 走行車両の応答による橋梁の損傷同定に関する解析的研究, 鋼構造

- 年次論文報告集, Vol.15, 社団法人日本鋼構造協会, pp.585-590, 2007.
- 10) 根元幾, 川勝真喜: 詳解独立成分分析, 東京電機大学出版局, 2006.
 - 11) 松岡清利: 独立成分分析の基礎, システム/制御情報, Vol.48, No.10, pp.395-400, 2004.
 - 12) 甘利俊一: 情報幾何とその応用 - IX独立成分分析, システム/制御情報, Vol.49, No.9, pp.381-386, 2005
 - 13) 中迫昇, 小倉久直: 独立成分分析の基礎と音響信号処理, システム/制御情報, Vol.46, No.7, pp.400-408, 2002.
 - 14) 村田昇: 独立成分分析, 東京電機大学出版局, 2005.
 - 15) 古川愛子, 清野純史, 大塚久哲: 独立成分分析を用いた起振応答の抽出法と損傷同定問題への適用 応用力学論文集, Vol. 9, pp.43-54, 2006.8
 - 16) 新田益大, 杉本謙二: 独立成分分析を用いた自己回帰モデルの未知入力同定法, 計測自動制御学会論文集, Vol.41, No.5, pp.444-451, 2005
 - 17) 新田益大, 杉本謙二: 独立成分分析に基づく多入力多出力システムのブラインド同定, 電子情報通信学会論文誌A, Vol.J90-A, No.1, 27/34, 2007.
 - 18) 新田益大, 鈴木新, 杉本謙二, 安達直世: 独立成分分析を用いた機械振動系のブラインド同定実験と構造変化検出, システム制御情報学会論文誌, Vol.19, No.5, 177/184, 2006.
 - 19) Girolami, M. and C. Fyfe: Negentropy and kurtosis as projection pursuit indices provide generalized ICA algorithms, Nips'96 Workshop, Blind Signal Processing, 1996.

第4章 走行車輛の応答による橋梁の損傷同定に関する解析的研究

4.1 はじめに

本研究で、北田・狩野らの研究グループが中心となって開発した弾塑性有限変位プログラム EPASS/USSP²⁾を用いて、従来行われてきた方法³⁾ではなく、走行車輛の応答もしくは応答性状の変化による橋梁構造物の損傷同定を目的としている。そこで、車輛の鉛直加速度応答の変化を検討するために、路面凹凸を有する車輛-構造物系の動的応答解析を行い、車輛の鉛直加速度応答の変化と橋梁構造物の損傷の関係について議論している。本研究では、解析を行う際の損傷位置は、「参考資料 点検の分析結果の案」をもとに決定することにし、同定する損傷を支承の損傷、部材の損傷および路面の損傷とした。資料には、それぞれの損傷別に損傷部位および主桁の位置（外桁/中桁）を示し、損傷度がランク別に示され、定量化されている。

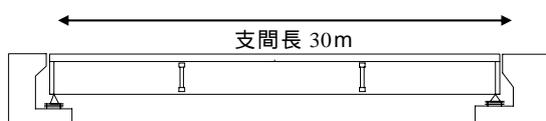


図-1 対象橋梁の側面図

4.2 解析モデル

(1) 対象橋梁モデル

対象とした橋梁は、支間長 30m の(独)土木研究所にある試験橋梁である⁴⁾。試験橋梁の側面図および断面図を、図-1 および図-2 にそれぞれ示す。なお、図-2 中には、主桁番号(G1~G4)と車輛の走行位置も併記した。

図-3 には解析モデルの概要とその要素分割の状況を示す。節点総数は約 5,000 点とし、主桁、横桁、および床版は 4 節点シェル要素、横構および対傾構は梁要素でモデル化している。梁は約 250 要素およびシェルは約 5,500 要素とした。また、主桁と床版とは、剛部材により図心のずれを考慮して剛結した。質量については、床版の節点に全体の質量をのせている。

解析に用いた構造特性の材料定数を表-1 に示す。

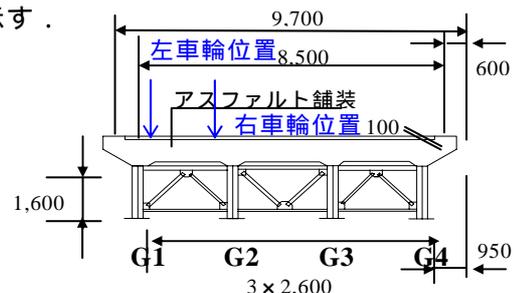


図-2 対象橋梁の断面図(単位 mm)

表-1 解析に用いた材料定数

材料名	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼材	2.0 × 10 ⁵	0.3
コンクリート	2.8 × 10 ⁴	0.167

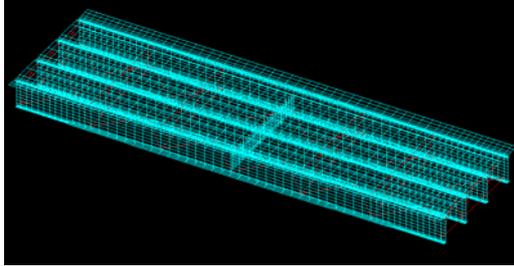


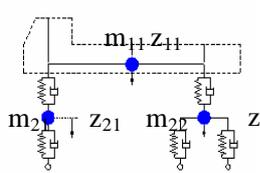
図-3 解析モデル

(2) 車輻モデル

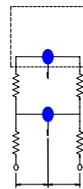
車両モデルには、表-2 に示すような前輪 1 軸および後輪 2 軸の 8 自由度系 3 次元車輻モデルを用いた。車輻の総重量 245kN(25tf)，走行速度 40km/h である。車輻モデルの詳細を表-2 に示す。表-2 には参考までに車輻モデルの側面図および断面図を表示している。

表-2 車輻モデルの詳細
(a) 車輻モデルの代表値

長さ (m)	前輪軸から車体軸の距離	4.854
	後輪軸から車体軸の距離	1.556
	後輪軸から後輪前軸の距離	0.655
	車幅	2.4
重量 (kN)	総重量	245
	車体	220
	前輪	7
	後輪	18
バネ定数 (kN/m)	前輪ばね(上)	1,426
	前輪ばね(下)	860
	後輪ばね(上)	16,464
	後輪後軸ばね(下)	1,721
	後輪前軸ばね(下)	1,721



(b) 側面図



(c) 断面図

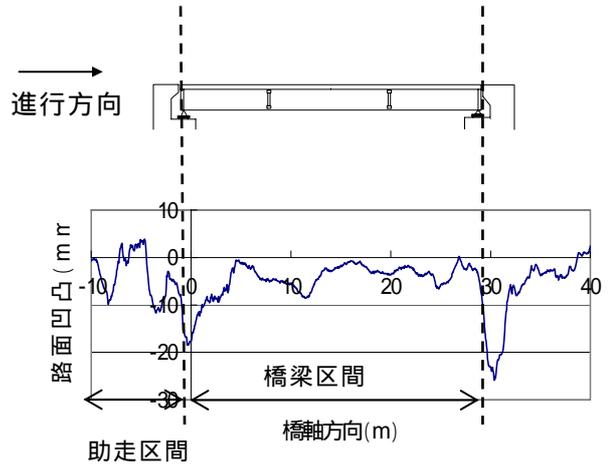


図-4 路面凹凸

(3) 路面凹凸性状

車輻 - 路面 - 橋梁系の連成振動の解析では、路面凹凸が重要になる。本研究では、対象橋梁である試験橋梁の路面凹凸測定データを用いて解析を行っている。解析に用いた路面凹凸波形を図-4 に示す。伸縮装置部で段差が非常に大きくなっているのが特徴である。

(4) 固有値解析とその結果

設定した解析モデルの妥当性の検証を目的として現場計測で得られた鉛直 1 次，鉛直 2 次および、ねじれ 1 次の固有振動数と本解析モデルを用いた固有値解析から得られた固有振動数との比較を行った。その結果を表-3 に示す。表-3 より、固有値解析から得られた固有振動数は、現場計測結果と比較すると、鉛直 1 次およびねじれ 1 次モードにおいては概ね一致しており、本研究で設定した解析モデルは妥当である判断される。ただし、鉛直 2 次モードについてはその差は大きくなっている。この原因としては、解析モデルの支持モデルが単純化された理想的なものであること、および実際の試験橋梁では、走行路との間に目地シール材があり、床版が完全に自由になっていないことなどが挙げられる。

表-3 固有振動数の比較

振動モード	計測値 (Hz)	解析値 (Hz)	解析値/計測値
鉛直 1 次	3.17	2.99	0.94
ねじれ 1 次	4.60	4.78	0.96
鉛直 2 次	11.80	9.26	0.78

4.3 動的応答解析

(1) 解析手法

動的応答解析では、路面凹凸を考慮し、直接積分法のニューマーク法(Δt=1/4)を用いて、車両-橋梁系の運動方程式を逐次積分して応答値を求めた。解析における時間間隔は0.001秒である。なお、現場計測と同様に、あらかじめ走行車両を橋梁進入時に振動させておくために、10m手前をスタート地点とした。

(2) 損傷のモデル化

以下の各項においては、それぞれの損傷状態について、モデル化の方法を具体的に示す。また、表-4には、本研究で行った解析ケースの概要を示す。

・ 支承の機能不全

支承の機能不全として、移動支点(通過側)の外桁であるG1支承を損傷させる。支承の損傷モデルは(a)橋軸方向の移動拘束および(b)回転拘束の2つの場合を想定した。なお、支承のモデル化の方法としては、点で支える構造とし、片側4箇所、計8箇所の支承で対象橋梁モデルを支持している。損傷モデル(a)については、G1移動支点の橋軸方向の変位を拘束した。損傷モデル(b)については、G1移動支点の橋軸方向に対して前後にある節点の鉛直方向の変位を拘束することにより、回転拘束とした。

・ 部材の損傷

部材の損傷として、2次部材である対傾構の損傷を考えた。モデル化の方法としては、支間中央付近にあるG1主桁とG2主桁の間にある2本の対傾構を解析モデルから除去した。なお、部材の損傷を考慮する際には、対象橋梁のモデル化の方法として、全節点に質量を配置した。

・ 路面の損傷

路面の損傷として、橋軸方向の区間10cmに対して、路面の段差を5mm減少させた。解析ケースとして(a)支間中央の路面減少モデルおよび(b)両桁端の路面減少モデルとした。

・ 車輛モデルの影響

車輛のバネ定数の違いにより、構造物が健全な状態と損傷がある場合とで、車輛応答に差異

表-4 解析ケース

損傷ケース	モデル名	モデル化の方法
健全	健全	損傷なし
支承の機能不全	移動拘束	橋軸方向の移動を拘束
	回転拘束	橋軸方向の回転を拘束
部材の損傷	支間中央の対傾構を除去	
路面の損傷	支間中央の路面の段差を5mm増加	
	桁端の路面の段差を5mm増加	
車輛の影響	バネA	表-2の車輛バネ定数
	バネB	表-2の車輛バネ定数の値を半分

が表れることから、車両モデルにおけるバネ定数の影響についても検討した。扱う損傷モデルとしては、3.1 支承の機能不全で扱った(a)G1 移動拘束モデルを用いた。ばね定数の影響の検討にあたっては、前輪(下)および後輪(下)のバネ定数を半分とした。

4.4 解析結果および考察

健全状態と各損傷状態とにおける固有値解析の結果および動的応答解析による車輛応答をそれぞれ順に示す。車輛応答については、解析結果で得られた車輛の応答を0.1秒ごとにその実効値を求め、実効値加速度として整理している。また前輪が橋梁に進入した時刻は0.9秒後であり、橋梁を通過したのは、3.6秒後である。

(1) 支承の機能不全

健全状態と各支承損傷状態での固有値解析の結果を表-5に示す。

鉛直1次モードの固有振動数の変化は健全モデルに比べて移動拘束モデルの場合は20%大きくなっている。また、ねじれ1次モードおよび鉛直2次モードの固有振動数の変化は、鉛直1

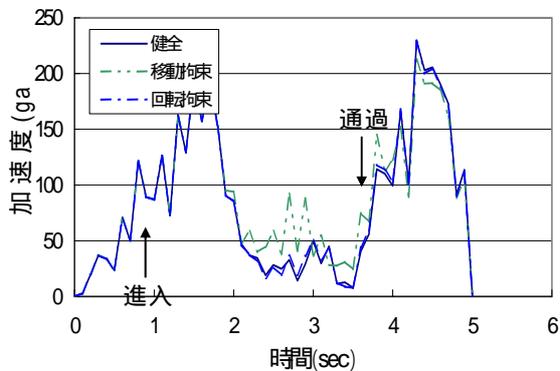
表-5 固有値解析の結果

損傷の状態	鉛直1次 (Hz)	ねじれ1次 (Hz)	鉛直2次 (Hz)
健全モデル	2.99	4.78	9.26
移動拘束モデル	3.60	5.12	9.46
回転拘束モデル	3.04	4.87	9.31

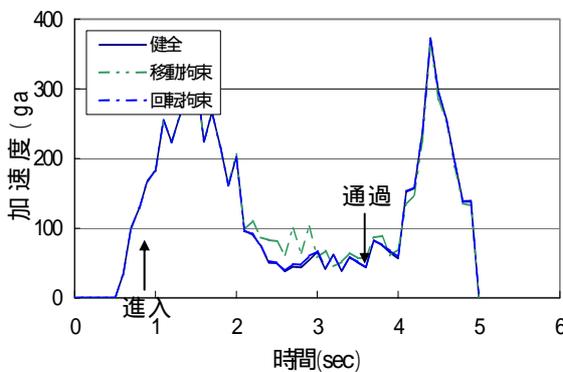
次モードの変化と比較して小さく、移動拘束モデルの場合、ねじれ1次モードおよび鉛直2次モードに対して、それぞれ7%および2%の変化となっている。一方、回転拘束モデルについては、鉛直1次モードの変化は健全モデルに比べて1.6%、またねじれ1次モードおよび鉛直2次モードの固有振動数の変化は、それぞれ1.8%および0.5%の増加である。

次に、健全状態と各支承損傷状態の動的応答解析結果による車輛の鉛直加速度応答の時刻暦を図-5に示す。なお、(a)がバネ上の加速度応答であり、(b)がバネ下後輪の加速度応答となっている。

移動拘束モデルでは、バネ上加速度およびバネ下後輪加速度と共に、車輛が支間中央付近を通過するあたりから、健全モデルと損傷モデルとに違いが現れていることがわかる。バネ上の加速度については、後輪が支間中央付近を通過する2.7秒後、2.8秒後、2.9秒後、および前輪が橋梁を通過する3.6秒後で、損傷モデルは、健全モデルに比べて、約3倍の応答が得られた。



(a) バネ上加速度



(b) バネ下後輪加速度

図-5 車輛鉛直加速度の時刻暦

ばね下後輪の加速度でも2.7秒後には、2.2倍の応答が得られた。一方、回転拘束モデルでは、ばね上の加速度において3.4秒後に、損傷モデルに比べて健全モデルの応答が34%減少しているが、ばね下の加速度も含めて、それ以外の時刻では、変化の割合が10%以下であり、回転機能の損傷を車輛応答から検出するのは難しいと考えられる。

(2) 部材の損傷

健全状態と部材の損傷状態での固有値解析の結果を表-6に示す。固有値解析の結果より対傾構損傷モデルの固有振動数の変化は、健全モデルと比べると0.1%以下であり、ほぼ変化しないといえる。健全状態と対傾構の損傷状態での車輛のバネ上鉛直加速度応答の実効値変化を図-6に示す。図-6より、固有振動数の結果と同様に対傾構の損傷が車輛に与える影響はほとんどないと言える。したがって、車輛応答によりその損傷を検出するのは難しいと考えられる。なお、バネ上加速度についても図-6と同様の結果が得られている。

(3) 路面の損傷

健全状態と各路面損傷状態での車輛の鉛直加速度応答の実効値を図-7に示す。なお、(a)がバネ上の鉛直加速度応答の時刻暦であり、(b)がバネ下後輪の鉛直加速度応答の時刻暦となっている。

表-6 固有値解析の結果

損傷の状態	鉛直1次 (Hz)	ねじれ1次 (Hz)	鉛直2次 (Hz)
健全モデル	2.979	4.704	9.194
対傾構損傷	2.979	4.706	9.194

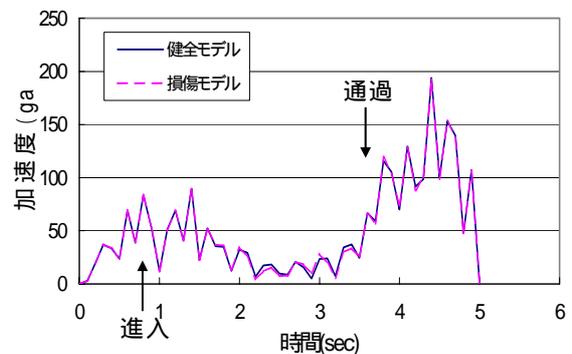
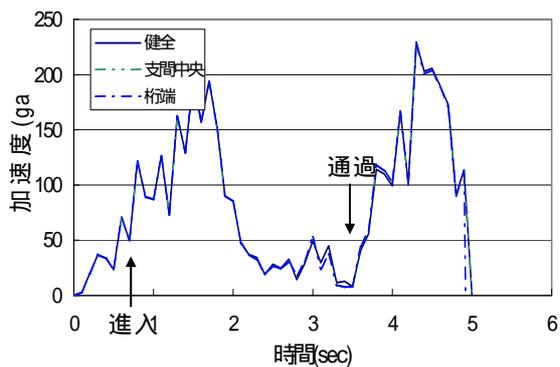
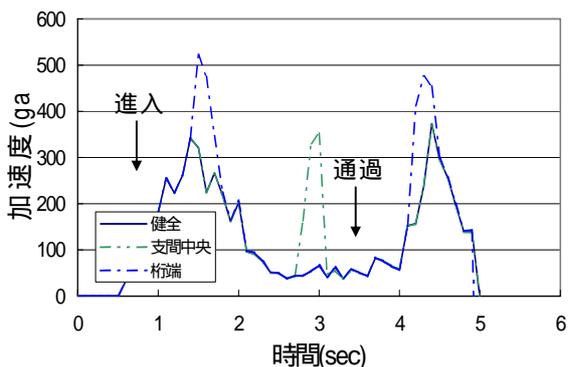


図-6 バネ下後輪鉛直加速度の時刻暦



(a) バネ上加速度



(b) バネ下後輪加速度

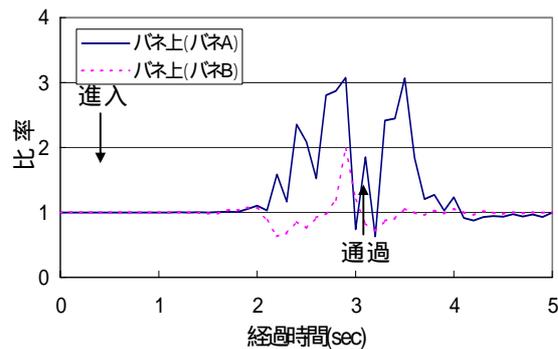
図-7 車輛鉛直加速度の時刻層

支間中央路面減少モデルおよび桁端路面減少モデルと共に、損傷箇所を車輛が通過すると、バネ下後輪の加速度に健全モデルと比べて違いが現れることが分かる。支間中央モデルのバネ下の加速度は、2.9 秒後には健全モデルと比べて 6.1 倍もの応答が見られた。

また、バネ上加速度については、変化はほぼ現れなかった。路面凹凸のような直接車輛の走行に影響する因子の損傷に関しては、直接接触しているバネ下の加速度に大きな影響を与えていることがわかる。

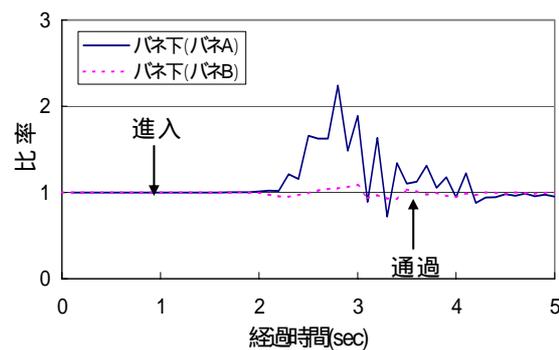
(4) 車輛モデルの影響

図-8 は、横軸に経過時間、縦軸に、損傷モデルを通過した車輛の鉛直加速度応答の実効値を健全モデルのそれで除した値としてプロットしたものである。表-2 に示すバネ定数を用いた車輛応答をバネ A とし、バネ下のバネ定数を半分にした場合のバネ定数を用いた車輛応答をバネ B とする。なお、(a)がバネ上の鉛直加速度応答であり、(b)がバネ下後輪の鉛直加速度応答となっている。



(a)

バネ上加速度



(b) バネ下後輪加速度

図-8 車輛鉛直加速度の時刻層の比較

図-8 より、健全状態と損傷状態による車輛応答の変化は、バネ A タイプに比べるとバネ B タイプでは、バネ上加速度およびバネ下後輪加速度と共に小さいことがわかる。ばね定数の変化により、車両の固有振動数が変わると、健全状態と損傷状態での車輛応答の差異に違いが得られた。そのため、車輛のバネ定数を、橋梁の鉛直 1 次モードの固有振動数とは限らずに、車輛応答による損傷の検出が顕著となるように選出することが必要であるとわかった。

4.5 まとめ

本研究では、走行車輛の応答もしくは応答性状の変化による橋梁構造物の損傷同定を目的とし、車輛-路面-上部構造が連成した橋梁の動的応答解析を行い、構造物の損傷による振動特性の変化によってもたらされる車輛応答の変化について議論している。以下に本研究で得られた成果についてまとめる。

- 1) 支承の機能不全を想定した場合，車両の応答を実効値で整理することにより，支承の移動機能が損傷した場合，ばね上加速度およびばね下後輪加速度によって損傷の有無を検出できる可能性があることがわかった．一方，支承の回転機能が損傷した場合，車輛応答の差異は小さく，損傷の同定は困難であることがわかった．
- 2) 路面の損傷を想定し，路面の段差を変化させた場合も同様にばね下後輪加速度によって，5mm 程度の变化であるならば十分に検出できる可能性があることがわかった．
- 3) 対傾構の損傷を想定した場合，車輛応答の差異は小さく，損傷の同定は困難であることがわかった．
- 4) 車両モデルのばね定数を変化させ，健全状態と損傷状態における車輛応答の差異の度合いについて検討した．その結果，バネ下のバネ定数を半分とし車輛の固有振動数を増加させると，車輛応答の差異は小さくなった．今後，損傷の検出がさらに容易となるような車輛の固有振動数と橋梁の固有振動数との関係について検討する必要があることがわかった．
- 5) 検出データからの的確な損傷の検知が可能となるようなデータ処理手法をさらに検討する必要があることがわかった．
- 6) 複数の損傷が同時に発生する場合など現実的な損傷状態に対しての適用の可否について検討する必要がある．

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：旧梅田入路構造物に関する調査研究，1992.3.
- 2) EPASS/USSP 研究会：EPASS/USSP ユーザーズマニュアル,入力編,Ver.1.0, JIP テクノサイエンス(株), 2006.10.25.
- 3) 中井 博, 関本 宏, 佐々木 伸幸, 井上 幸一, 川田 隆夫：鋼橋の振動を利用した損傷の一検出法，土木学会関西支部講演概要集，I-61，1990.6.
- 4) 玉越 隆史, 中洲 啓太, 石尾 真理, 中谷 昌一：大型車の振動特性が橋梁に及ぼす影響に関する研究(), 国土技術政策総合研究所資料第 180 号，2004.5.

第5章 補強工事による鋼鈹桁橋の振動特性の変化 -車両走行による振動特性の同定-

5.1 はじめに

本章では、補強等による構造変化によって橋梁の固有振動数がどのように変化するかについて実橋梁の計測を行い検討する。対象とした橋梁は、縦桁・横桁の補強工事、および支承取替え工事を行った一般的な構造諸元を有する鋼鈹桁橋である。床版の補強工事の前後または縦桁・横桁の補強工事、および支承取替え工事の前後に常時微動計測および走行試験を行った。特に走行試験では、計測車両の振動応答から橋の固有振動数の同定の可否について検討している。

の両側に沿って床版のひび割れが発生していることが報告された。ひび割れ損傷度は、これ以上ひび割れが進行すると、縦桁補強では対処できない段階であった。そこで、このひび割れによる床版劣化対策として、G2の両側に縦桁補強を行なわれている。縦桁補強位置は、G2から1000mmの位置である。この位置は、タイヤの走行位置から考え、自動車荷重を直接受けることができる位置である。

5.2 対象橋梁および補強工事の概要

(1) 対象橋梁

対象橋梁は、18径間4主桁単純鋼鈹桁橋（RC床版）であり、約35年前に建設されている。対象径間はP13-A2径間である（図-1）。また対象径間の代表断面の断面図を図-2に示す。なお、車両方向は2車線の一方通行である。

(2) 補強工事

床版の定期点検で、対象橋梁全体に、主桁G2

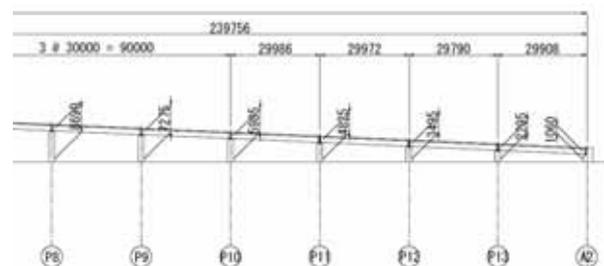


図-1 側面図（単位:mm）

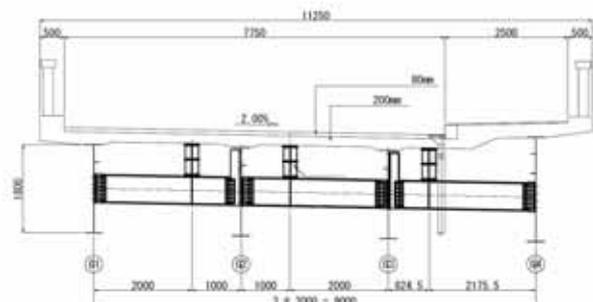


図-2 断面図（単位:mm）

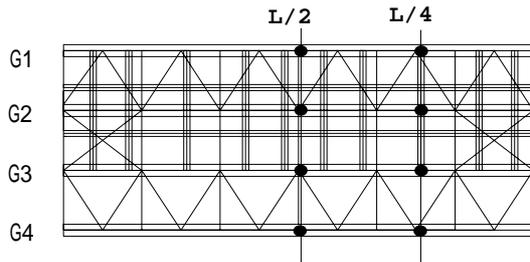
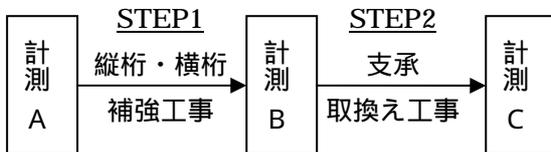


図-3 縦桁・横桁補強図および加速度計配置図

表-1 計測時の橋梁状態

計測	橋梁状態
A	縦桁および横桁補強前・足場有り
B	縦桁および横桁補強後・足場有り
C	ゴム支承に取換え・足場無し



歩道部の G3-G4 間の床版は比較的健全であったため、損傷度が高い部分についてのみ縦桁補強を行っている。また、支承は、LB 沓からゴム支承へと取換えが行われている。補強工事の内容および進行の状況を図-3、表-1 および写真-1 に示す。縦桁および横桁補強工事 (STEP 1) については、縦桁 2 本および横桁 10 本が追加され補強されている。その後、支承が上述のように交換されている (STEP 2)。したがって、対象橋梁は、2 度、構造が変化している。計測は縦桁および横桁の補強前、補強後および支承取換えられる後の計 3 回行っている。計測 C については、補強工事が終了した後に計測を行ったために、足場は取り外されている。



(a) 縦桁・横桁補強



(b) 交換されたゴム支承



(c) 撤去前の足場

写真-1 補修状況の様子

5.3 計測方法

(1) 常時微動計測

各主桁の支間中央および L/4 地点 (図-3 の黒印に示す部位) に鉛直方向の加速度計を設置した。計測時間は約 3 分としている。この計測時間は対象橋梁の約 200m 手前にある信号の 1 サイクル分としている。サンプリング周波数は 200Hz、計測時のローパスフィルタ (LPF) は 100Hz とした。

なお、常時微動計測時の交通状況は、多数の車両が時速 40km/h から時速 60km/h で対象橋梁を通過していた。

(2) 車両走行試験

車両走行試験は、車両応答による橋梁構造物の振動特性検出の可否について検討することを目的としている。

計測車両の走行速度は時速 40km/h および時速 60km/h である。対象橋梁の支間は約 30m であるために、計測時間はそれぞれ約 5.4 秒および約 2.7 秒である。走行位置は、2 車線ある中の、主桁 G1 側にある追越し車線を走行した。常時微動計測と同様に、サンプリング周波数は 200Hz およびローパスフィルタ (LPF) は 100Hz とした。また計測はそれぞれ 2 回ずつ行った。

車両走行については、運転手が交通状況を確認し、対象橋梁区間とその前後を一定の速度で通過できると判断した場合、車両走行を開始した。



(a) 計測車



(b) バネ下加速度計設置状況

写真-2 計測車両

計測に用いた計測車両は写真-2(a)に示すような四輪車であり、トヨタ社製普通乗用車である。計測車両の基本仕様を表-2に示す¹⁾。また、写真-2(b)にはバネ下後輪に設置したひずみゲージ式加速度計を示す。ここで、バネ下とは、車体とサスペンションで連結された各車輪軸位置を意味している。

なお、計測車の後輪サスペンションは、剛なフレームで連結されている。

(3) 計測車両の受感帯の決定¹⁾

車両走行試験に先立って、通常の路面を走行する際の車両振動を把握するため、計測車を走行させ振動応答を計測した。時速 40km/h および時速 60km/h 走行時のバネ下後輪加速度応答の周波数解析結果 (FFT) を図-6 に示す。

この結果より、3Hz から 5Hz 付近にパワースペクトルのピークが存在せず、その絶対量もほぼ零である。よって、この帯域でピークが発生した場合、路面性状や速度以外の要因によりその振動が励起されたと考えられる。すなわち、計測車が橋梁上を走行し、バネ下後輪のスペクトルで 3Hz 付近の帯域が存在すればそのピークは橋梁振動に起因していると考えられることができる。

表-2 計測車の仕様

名称	トヨタエスティマ	
寸法	全長	4.75m
	幅	1.8m
	高さ	1.8m
車両重量	18.5kN	
駆動方式	前輪駆動	
バネ特性	前輪	ストラット式コイルスプリング
	後輪	トーション式コイルスプリング
加速度計	ひずみゲージ式	

5.4 計測結果

(1) 常時微動計測

図-7、図-8 および図-9 はそれぞれの計測地点での卓越振動数の変化を表している。これらの図は、高速フーリエ変換 (FFT) を用いて周波数解析を行った結果である。LPF は 30Hz とした。縦軸はパワースペクトル、横軸は周波数である。表-3 には、それぞれの計測地点の卓越振動数をまとめている。図-10 は、固有振動数を推定するために FFT の結果より得たモード図の例である。この図は、それぞれの計測地点でのフーリエ振幅をプロットしている。これらの図は、計測 C の 3.60Hz および 4.47Hz のモード図である。各地点での周波数解析結果およびモード解析結果を用いて、対象橋梁の固有振動数を推定することができると考えられる。

図-10(a)より、3.60Hz の場合、橋軸方向には、L/2 地点が他の地点と比べて大きな値となり、橋軸直角方向には、どの主桁も一定に揺れていることがわかる、そのため、曲げ 1 次モードであると推定できる。同様に、図-10(b)における 4.47Hz は、ねじれ 1 次モードであると考えられる。

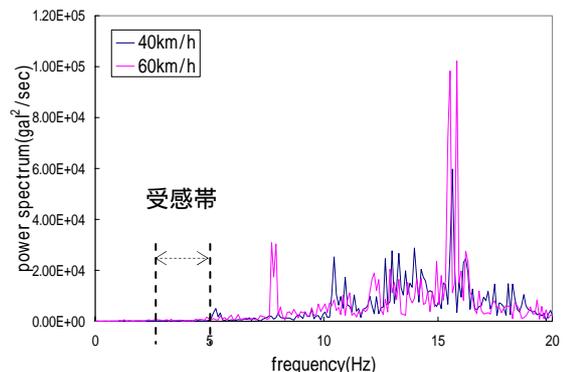
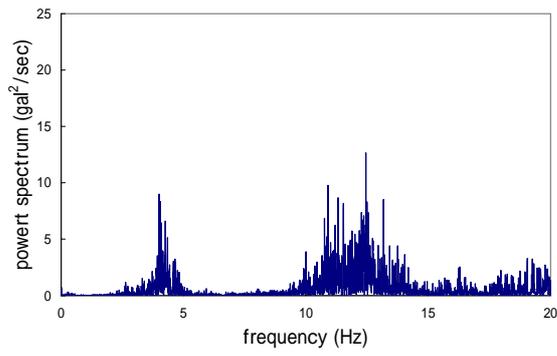
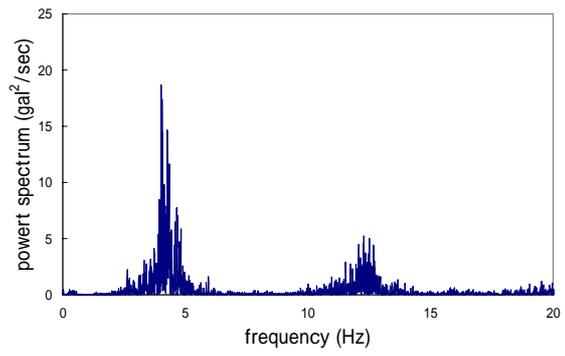


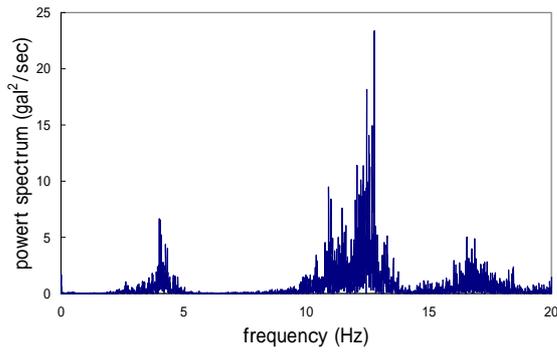
図-6 車両振動特性



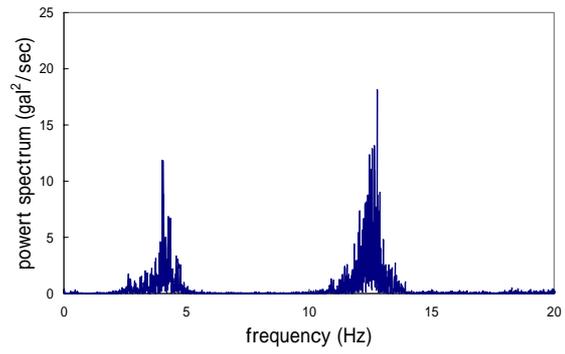
(a) G1 主桁 (地点 L/4)



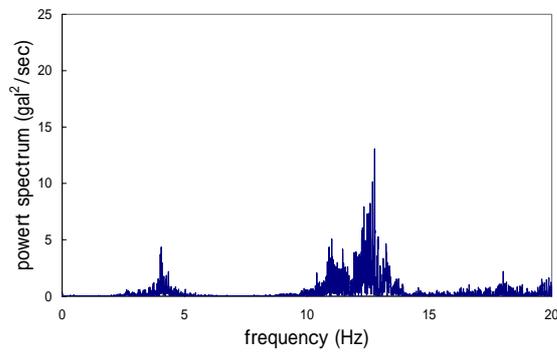
(b) G1 主桁 (地点 L/2)



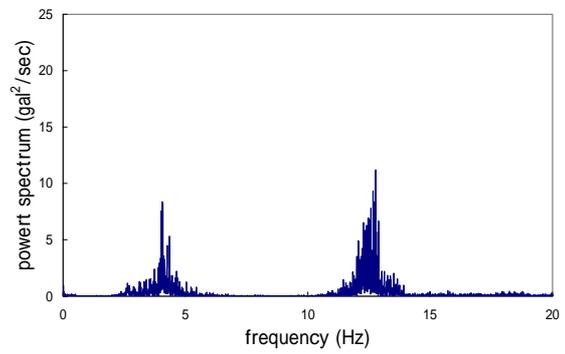
(c) G2 主桁 (地点 L/4)



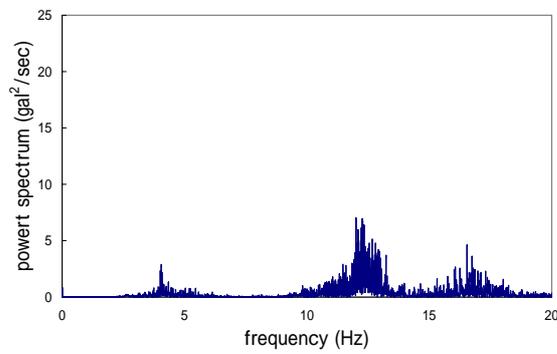
(d) G2 主桁 (地点 L/2)



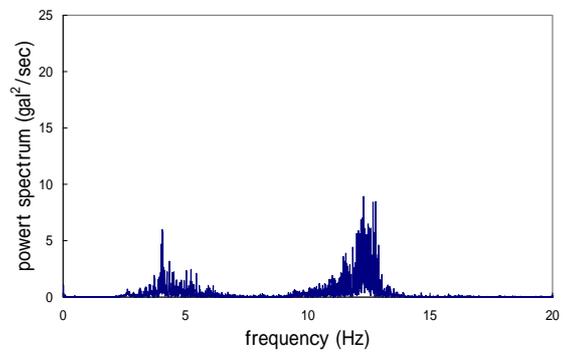
(e) G3 主桁 (地点 L/4)



(f) G3 主桁 (地点 L/2)

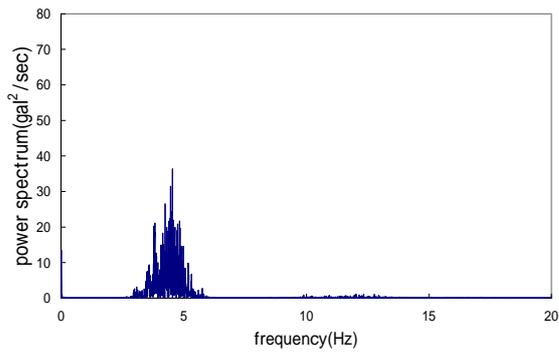


(g) G4 主桁 (地点 L/4)

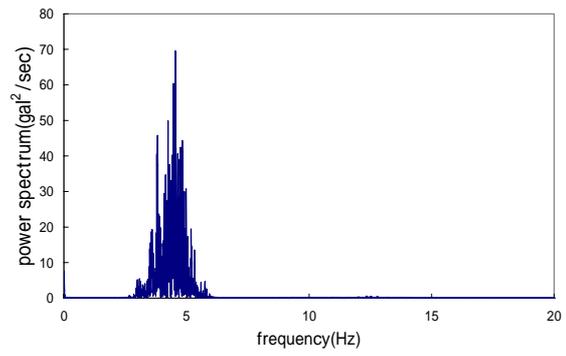


(h) G4 主桁 (地点 L/2)

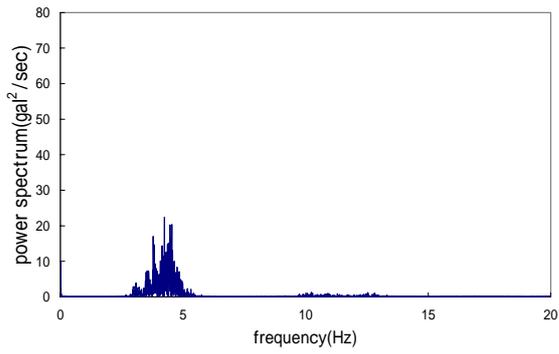
図-7 計測A(補強前)の周波数解析結果



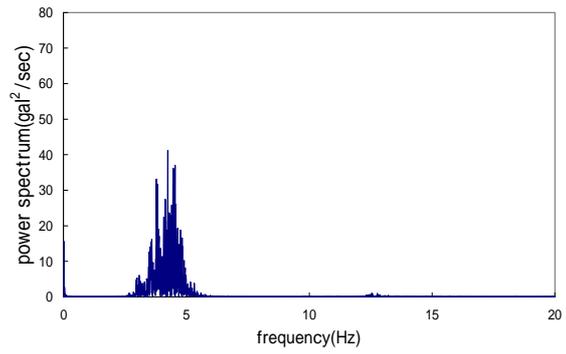
(a) G1 主桁 (地点 L/4)



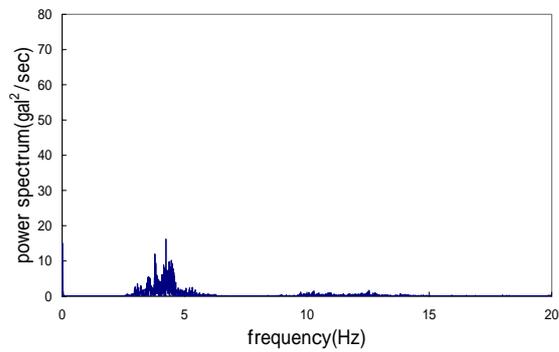
(b) G1 主桁 (地点 L/2)



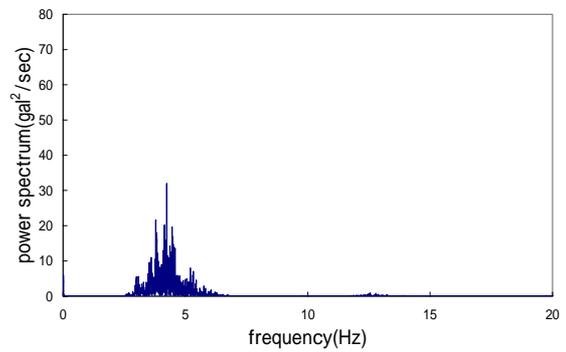
(c) G2 主桁 (地点 L/4)



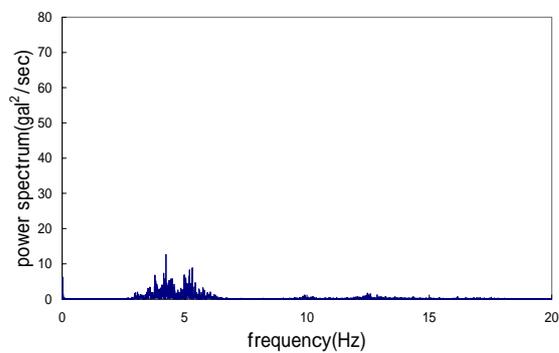
(d) G2 主桁 (地点 L/2)



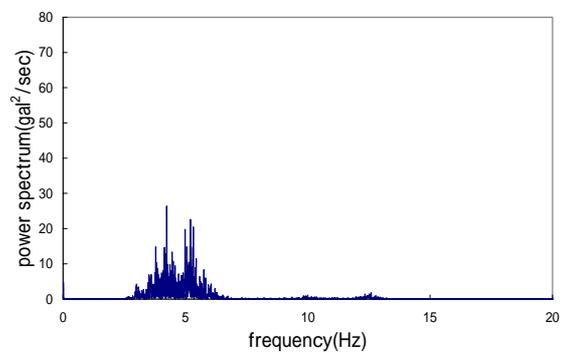
(e) G3 主桁 (地点 L/4)



(f) G3 主桁 (地点 L/2)

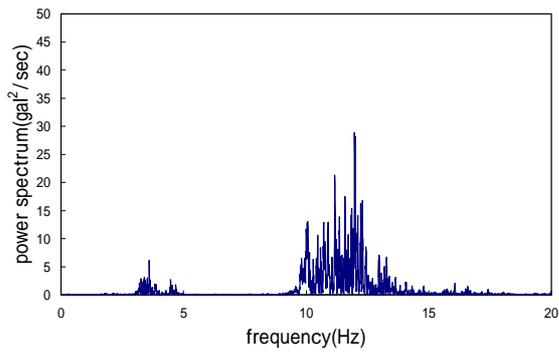


(g) G4 主桁 (地点 L/4)

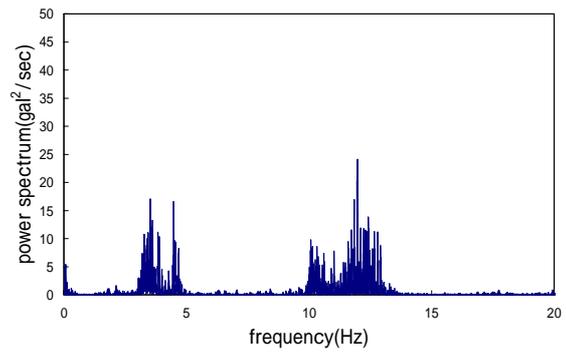


(h) G4 主桁 (地点 L/2)

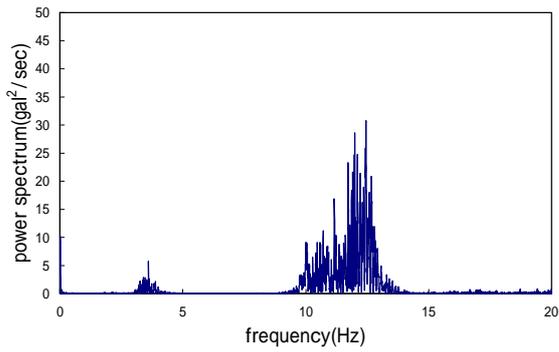
図-8 計測 B(縦桁および横桁補強後)の周波数解析結果



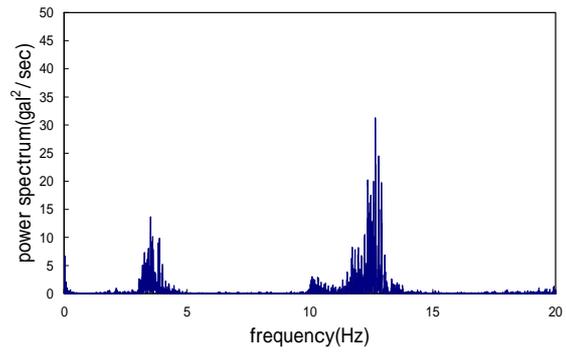
(a) G1 主桁 (地点 L/4)



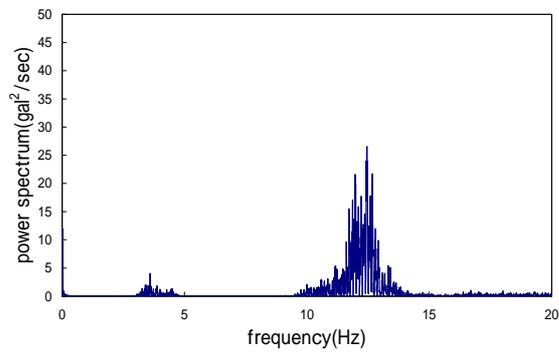
(b) G1 主桁 (地点 L/2)



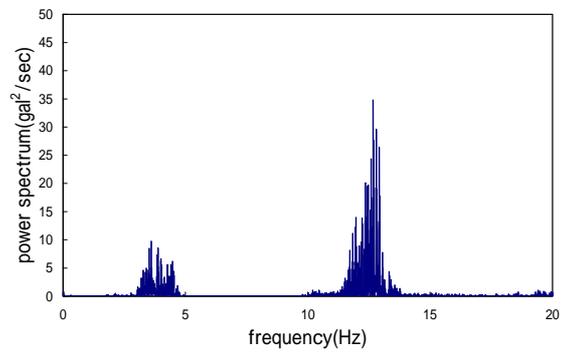
(c) G2 主桁 (地点 L/4)



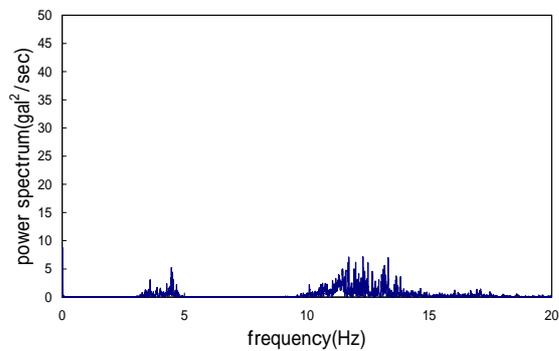
(d) G2 主桁 (地点 L/2)



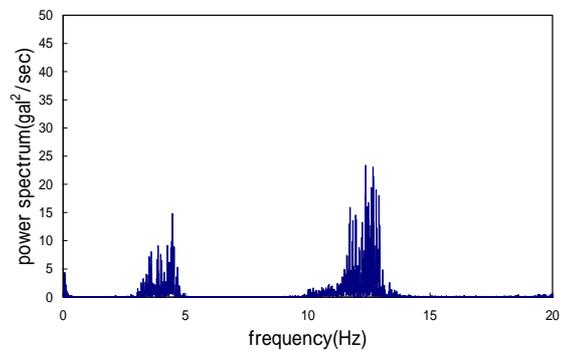
(e) G3 主桁 (地点 L/4)



(f) G3 主桁 (地点 L/2)



(g) G4 主桁 (地点 L/4)



(h) G4 主桁 (地点 L/2)

図-9 計測 C(支承取換え後)の周波数解析結果

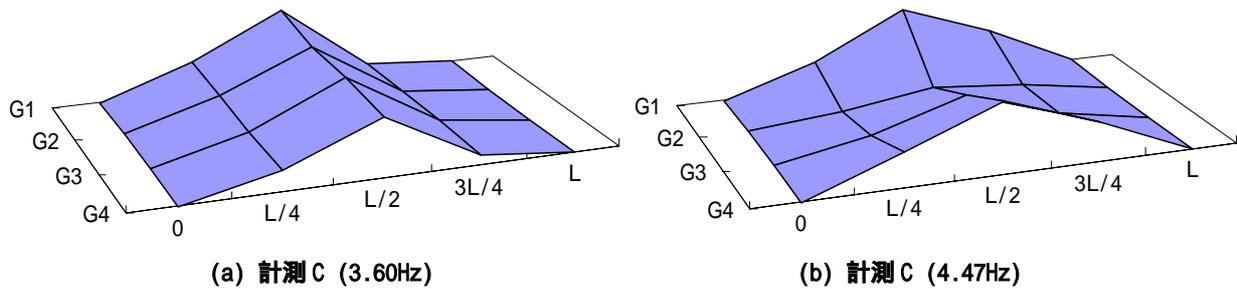


図-10 モード図の例

表-3 固有振動数の変化 (単位: Hz)

計測地点	主桁	計測 A		計測 B		計測 C	
L/4	G1	4.01	12.45	4.54	3.60	12.00	
	G2	4.01	12.77	4.24	3.60	12.45	
	G3	4.01	12.77	4.24	3.60	12.45	
	G4	4.05	12.00	4.24	3.60	4.46	
L/2	G1	4.01	12.28	4.54	3.52	4.47	11.97
	G2	4.08	12.77	4.24	3.52	12.67	
	G3	4.07	12.77	4.24	3.60	12.67	
	G4	4.07	12.28	4.24	5.02	4.47	12.36

表-3の卓越振動数は、上述のモード図と併せて考察することで、対象橋梁の固有振動数とみなすことができる。ただし、本計測では、加速度計の設置箇所数が少なく、高次の振動モードを評価することは難しい。

表-3より、構造変化によって、固有振動数が変化することが確認できる。縦桁および横桁を補強することにより、補強前と比べて、固有振動数が5%以上増加している。一方、支承をゴム支承に取換えると、取換え前と比べて、17%以上固有振動数が減少している。このような金属支承からゴム支承への取り替えは橋梁構造物の振動特性を大きく変化させると言える。

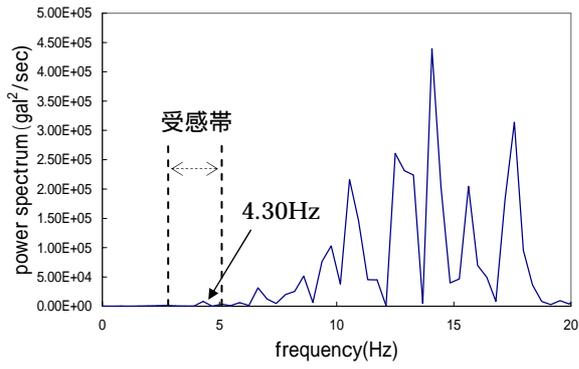
また、縦桁および横桁の補強を行ったことによって、12Hz付近の周波数が4Hz付近の周波数に比べてパワーが小さくなり、卓越していないことがわかる。

(2) 車両走行試験

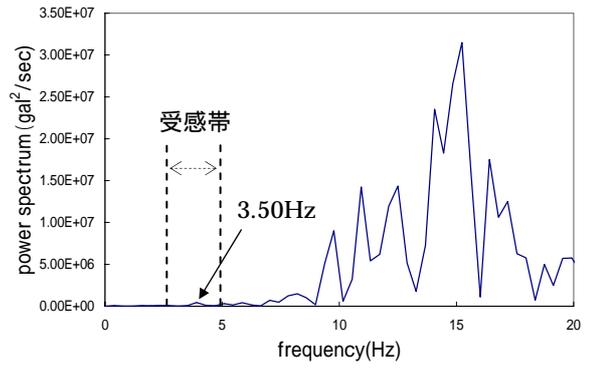
図-11はバネ下の右後輪に設置した加速度計の応答を、FFTによる周波数解析を行った結果を示したものである。縦軸は、パワースペクトル、横軸は、周波数である。1.3節でも述べたように、約3Hzから5Hzの間が計測車両の受感帯である。そのため、この受感帯にある周波数は橋梁の卓越

振動数の推定値であると考えることができる。図-11は、走行試験結果の一例であり、これらの図中には、参考のため計測車両の受感帯も示している。表-4は、計測時の状況、常時微動計測により得られた対象橋梁の固有振動数および、計測所領の応答から推定される橋梁の固有振動数、およびそれらの誤差を示している。誤差は、車両応答で得られた受感帯内に検出されたピーク値に対応する振動数を常時微動計測により得られた対象橋梁の固有振動数で除した値としている。

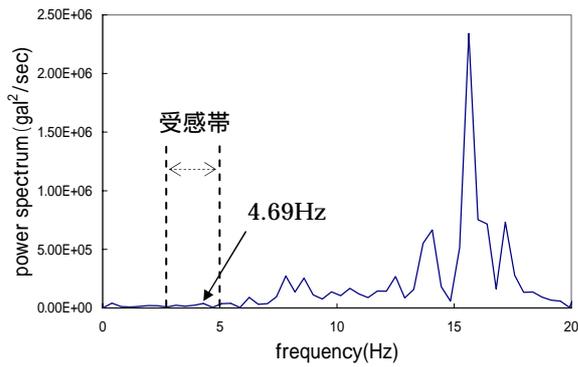
caseB-3, caseB-4 および caseC-1 については、計測車両の受感帯内にピーク値がない。それ故に、車両応答から橋梁の固有振動数を検出することはできなかった。一方、caseA-1, caseA-2, caseB-1, caseB-2 および caseC-2 に関しては、それぞれ、4.30Hz, 3.50Hz, 4.69Hz, 3.90Hz および 4.30Hz と受感帯内にピーク値を検出することができた。これらの結果より、橋梁状態は同じであり、同じ速度で計測を行っても受感帯内のピーク値に対応する振動数は異なった値が検出される時もあった。また、速度を変えても異なったピーク値が検出されることもあった。さらに同条件で計測しても、受感帯内にピーク値が検出される場合とされない場合があった。



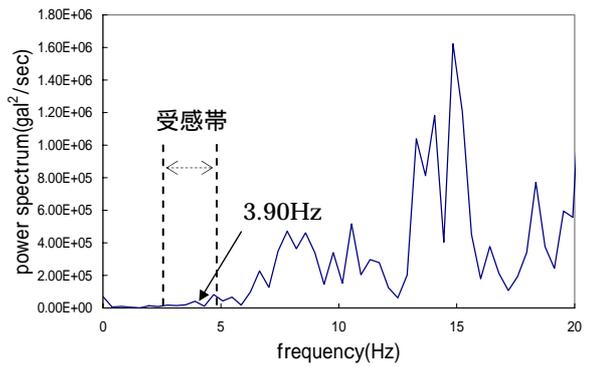
(a) case A-1



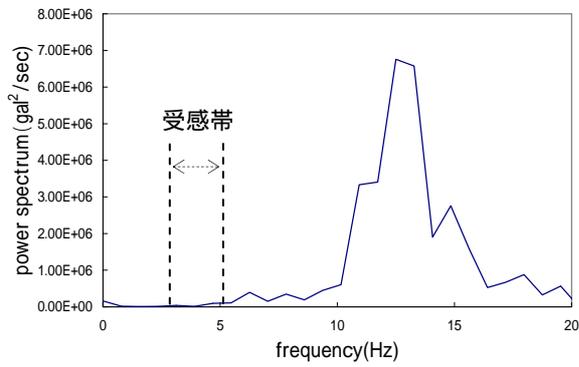
(b) case A-2



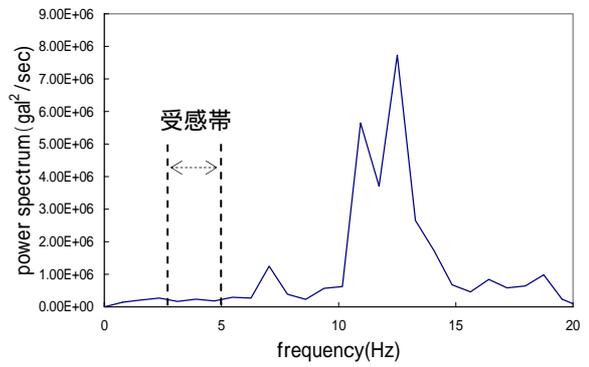
(c) case B-1



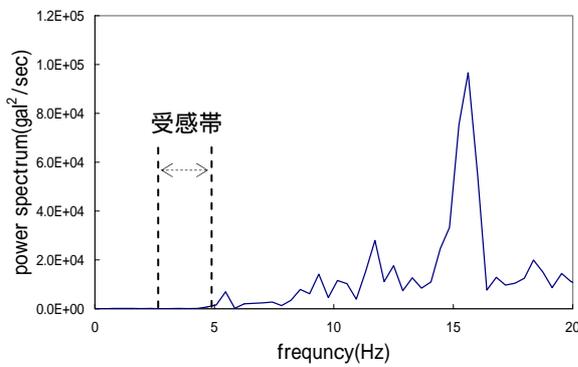
(d) case B-2



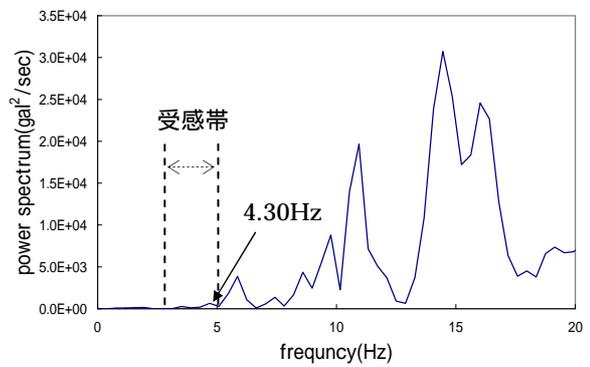
(e) case B-3



(f) case B-4



(g) case C-1



(h) case C-2

図-11 バネ下右後輪の周波数応答解析結果

表-4 固有振動数の推定値

ケース	計測	常時微動計測結果	車両速度	回数	車両応答からの推定値	誤差
A-1	A	4.01Hz (曲げ1次)	40km/h	1	4.30Hz	7.0%
A-2			60km/h	1	3.50Hz	12.8%
B-1	B	4.24Hz (曲げ1次)	40km/h	1	4.69Hz	10.6%
B-2				2	3.90Hz	8.1%
B-3			60km/h	1	検知できない	-
B-4				2	検知できない	-
C-1	C	4.47Hz (ねじれ1次)	40km/h	1	検知できない	-
C-2				2	4.30Hz	1.6%
C-3			60km/h	1	検知できない	-
C-4				2	検知できない	-

表-4の caseC-2 の誤差については、常時微動計測から得られたねじれ1次モードの振動数と比較をしている。車両応答で判断する場合に、現段階では、検出されたピーク値が橋梁のどの振動モードであるかは推定できない。そのために、車両応答により検出された推定値は、得られたピーク値付近の常時微動計測の結果とを比較している。

さらに、縦桁および横桁補強による常時微動で得られた橋梁の固有振動数の変化率と誤差がほぼ同程度であり、その誤差は構造変化による固有振動数の変化をとらえるにはやや大きいと言える。

ただし、支承の変更や機能不全など固有振動数が大きく変化する場合については、橋梁の構造状態の異常を検知することができる可能性がある。

5.5 まとめ

本章では、常時微動計測および車両走行試験によって、対象橋梁の、補強工事による構造特性の変化を振動特性の変化によって検出できるかどうかについて検討を行った。以下に得られた成果をまとめる。

- 1) 常時微動計測により、縦桁および横桁の挿入による補強やゴム支承への変更のような補強工事の過程によって、橋梁の固有振動数が変化することを確認した。本研究で用いた対象

橋梁については、縦桁および横桁を挿入し補強すると、補強前と比べて、橋梁の固有振動数が5%以上の増加した。また、ゴム支承に換えることで固有振動数が17%以上減少した。

- 2) 車両走行試験の結果から、対象橋梁を走行した時の車両応答を用いて、橋梁の固有振動数を同定することが可能であることがわかった。しかしながら、橋梁の固有振動数が同定できない場合もあった。これらの違いについては、計測を行った時の、交通状況あるいは走行速度についても検討する必要がある。
- 3) 本研究では、常時微動計測から得られた、補強工事による橋梁の固有振動数の変化率と同程度の誤差が車両走行試験結果から得られた時もあった。そのために、車両応答から橋梁の固有振動数を同定するためには、再現性に注意して、精度のよい評価方法を検討する必要がある。

謝辞

本研究の計測にご協力頂いた国土交通省千葉国道事務所の関係者および新構造技術(株)の三ツ木幸子氏に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 中淵大輔: 走行車両の振動応答を利用した橋梁の固

有振動数の推定，京都大学修士論文，2008.2.

- 2) C.W. Lin and Y.B Yang: Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies: An experimental verification, *Engineering Structures*, Vol.27, pp.1865-1878, 2005.
- 3) Y.B. Yang, C.W. Lin, J.D. Yau: Extracting bridge frequency from the dynamic response of a passing vehicle, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.272, pp.471-493, 2004.
- 4) 北垣啓, 山口隆司, 北田俊行, 杉浦邦征, 狩野正人: 走行車輛の応答による橋梁の損傷同定に関する解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol.15, 社団法人日本鋼構造協会. Pp.585-590, 2007.

第6章 舗装面ひずみによる鋼床版の疲労き裂検知に関する解析的検討

6.1 はじめに

近年、橋梁部材の疲労き裂に関する問題がクローズアップされており、疲労き裂が発見された鋼部材の補修・補強工法の開発¹⁾や疲労き裂の発生からき裂進展メカニズムに関する研究²⁾などがなされ、多くの研究成果がある。しかしながら、今後、高齢化した橋梁が急増し、それに伴い腐食や疲労き裂などの損傷した橋梁も増加すると考えられる。現在、それら橋梁の健全性を評価するための点検は、人によるところが大きく、今後、予想される損傷した橋梁の増加を考えると、点検方法を合理化できる新しいモニタリング技術の開発が望まれている。そこで本研究では、鋼橋の中で、特に鋼床版の疲労き裂に着目し、き裂の有無を検知する方法として、アスファルト舗装面のひずみを測定することで疲労き裂を検知できるシステムを開発することが大きな目的である。

本提案システムは、現在、著者らが検討している検査車両を走行させることで、その橋梁の健全性を把握しようという試み³⁾の一環で、本研究では、鋼床版を有する橋梁上を載荷車両兼検査車両が走行すると同時に、鋼床版上のアスファルトのひずみ計測を行い、鋼床版の健全性を評価しようというものである。ひずみの計測については、予めアスファルトにひずみゲージなどのセンサーを設置しておき、検査車両が通過した時に無線でひずみを送信する手法や、検査車両に非接触式のひずみ計測システムを導入し、走行しながらひずみ計測を行う、といった手法などが考えられる。本システムでは、一度の走行で損傷の有無が分か

るというのではなく、定期的にひずみを計測し、その変化量によって、危険箇所を一次スクリーニング的に判断し、最終的には、危険と思われる箇所を目視によって確認するというものである。このシステムが確立されれば、毎回の目視点検を低減することができ、なおかつ効率的に損傷の有無の判定を行うことが可能である。また、本提案システムにおける具体的なアスファルト舗装面のひずみ計測法としては、通常アスファルト舗装のひずみを測定する際に用いられているひずみゲージなどの接触式センサーを用いた計測方法⁴⁾や、画像解析を用いた非接触によるひずみ計測⁵⁾を応用した計測手法を考えている。しかし、それらの計測に用いられるセンサーには、精度にある程度限界があり、現状の計測手法で、どの程度のひずみ変化量が測定可能かを判断する必要がある。

そこで、本研究では、鋼床版に疲労き裂がある場合のアスファルト舗装に生じるひずみ変化量を解析的に検討する。まず、アスファルト舗装を含む鋼床版の解析モデルを作成し、その解析モデルの妥当性を検証するために実測データとの比較を行う。次に、アスファルトの弾性係数、載荷位置、載荷幅、き裂長さおよびき裂位置を変化させたパラメトリック解析を行い、それらパラメータがアスファルトのひずみ変化量に及ぼす影響について考察する。

6.2 FEM解析モデル

舗装面のひずみや変形を解析するには、多層弾性理論⁶⁾を用いた手法やFEMを用いた解析^{7)~11)}

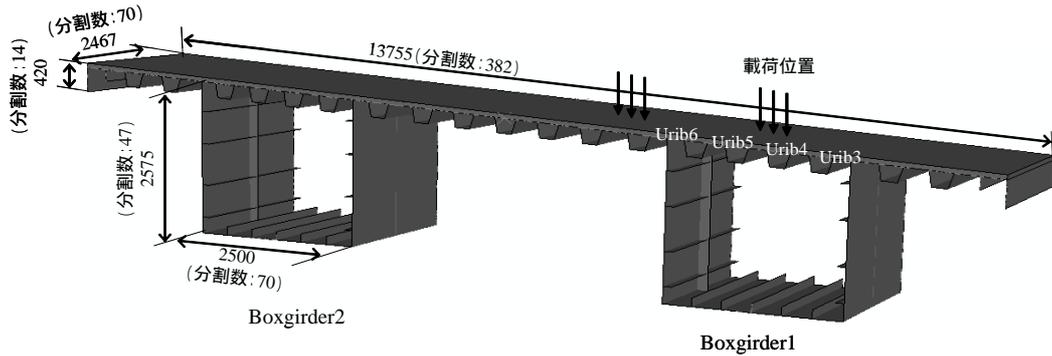


図-1 解析モデル

が行われているが、鋼床版を対象とした場合、デッキプレートや縦リブなどをモデル化する必要があるFEMを用いて検討されている^{8)~11)}。本研究でも対象が鋼床版ということもありFEMを用いて解析を行った。

本解析では、2008年5月末に鋼床版の実働ひずみ計測の行われた兵庫県道高速湾岸線の4径間連続鋼箱桁橋の一部を有限要素でモデル化し、静的弾性微小変位解析を行った。FEM解析には汎用の有限要素解析コードABAQUS¹²⁾を用いた。

(1) 解析モデルの概要

図-1に示すように、解析モデルは、実橋梁における、横リブ間を取り出した部分モデルとし、アスファルト舗装（舗装厚：73mm（実測値））、鋼床版、Uリブ、および主桁などをモデル化し、輪荷重（49kN/タイヤ）を想定した分布荷重を載荷した。アスファルト舗装には等方性ソリッド要素、舗装以外の鋼部材にはシェル要素を用いた。アスファルトと鋼床版との接触面は、節点を共有させ剛結とした。また、拘束条件は、両端部の全自由度を拘束した。輪荷重に関しては、タイヤ先端が計測点に位置するように載荷した。鋼床版の概寸および要素分割数は図-1中に示している。なお、載荷点付近の要素分割は他の部分より細かくしている。また、アスファルトの要素分割は厚さ方向に4分割としている。

(2) 解析モデルの検証

解析モデルの整合性を検討するために、実橋梁に輪荷重を載荷し、図-2における横リブ間隔の中央の位置でひずみを測定した実測データをもとに、FEM解析との比較を行った。解析モデルを作成す

るにあたり、アスファルトの弾性係数およびタイヤの接地範囲が、アスファルトのひずみに大きく影響を及ぼすため、それらを変化させて、最適なモデルを検討した。その他の解析に用いた材料定数に関しては、アスファルトのポアソン比を0.35¹³⁾、鋼材の弾性係数を200GPa、ポアソン比を0.3とした。

アスファルトの弾性係数は温度、載荷時間に大きく依存するため、1,000～10,000MPa¹³⁾まで変化させ解析を行った。また、荷重（載荷）条件に関して、タイヤの接地範囲を幅500mmとし、奥行を70mmから245mmまで変化させた解析も行った。アスファルトの弾性係数を変化させたモデルでは、タイヤの接地範囲を500mm×210mmの一定値とし、タイヤの接地範囲を変化させたモデルでは、アスファルトの弾性係数を2,000MPaの一定値とした。表-1, 2に、アスファルトの弾性係数およびタイヤの接地範囲（奥行）を変化させた場合の全ての測定点における実測および解析で得られたひずみ値を示す。表中にはアスファルト舗装面だけでなく鋼床版およびUリブ等の値も同時に示している。また、舗装面上の測定点A1-2における解析と実測とのひずみ値を比較したものを図-3, 4に示す。なお、本解析におけるひずみの値は

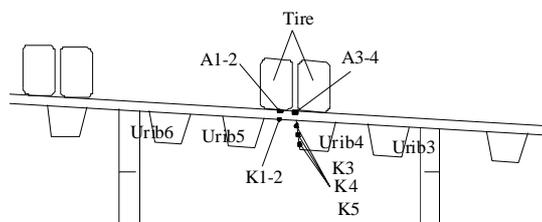


図-2 ひずみ測定位置

表-1 アスファルト弾性係数とひずみ量との関係

計測点	ひずみ方向	実測結果 (μ)	解析結果 (μ)								計測部材
			タイヤ接地範囲 (幅 × 奥行) : 500 × 210 (mm)								
A1	橋軸方向	-96	-113	-106	-100	-95	-91	-79	-67	-62	アスファルト
A2	橋軸直角方向	-238	-318	-269	-235	-210	-190	-141	-104	-90	
A3	橋軸方向	-223	-139	-127	-119	-112	-106	-91	-76	-70	アスファルト
A4	橋軸直角方向	-251	2	-27	-42	-50	-55	-60	-56	-53	
K1	橋軸方向	-30	-30	-28	-26	-24	-22	-18	-13	-11	鋼床版
K2	橋軸直角方向	-30	-52	-37	-28	-21	-16	-5	3	5	
K3	橋軸方向	-16	-22	-20	-19	-17	-16	-12	-8	-6	Uリブ
K4	橋軸方向	24	47	45	43	42	41	38	35	34	Uリブ
K5	橋軸方向	77	117	111	107	103	10	90	81	77	Uリブ
弾性係数 (MPa)			1000	1500	2000	2500	3000	5000	8000	10000	

表-2 タイヤの設置範囲とひずみ量との関係

計測点	ひずみ方向	実測結果 (μ)	解析結果 (μ)							計測部材
			弾性係数 : 2000							
A1	橋軸方向	-96	-87	-100	-115	-139	-160	-221	アスファルト	
A2	橋軸直角方向	-238	-221	-235	-247	-267	-277	-300		
A3	橋軸方向	-223	-106	-119	-132	-151	-164	-218	アスファルト	
A4	橋軸直角方向	-251	-57	-42	-25	-8	16	22		
K1	橋軸方向	-30	-24	-26	-28	-33	-40	-50	鋼床版	
K2	橋軸直角方向	-30	-24	-28	-31	-36	-40	-44		
K3	橋軸方向	-16	-18	-19	-19	-19	-19	-19	Uリブ	
K4	橋軸方向	24	41	43	46	49	52	54	Uリブ	
K5	橋軸方向	77	103	107	109	113	116	118	Uリブ	
接地範囲 : 幅 × 奥行 (mm)			500 × 245	500 × 210	500 × 175	500 × 140	500 × 105	500 × 70		

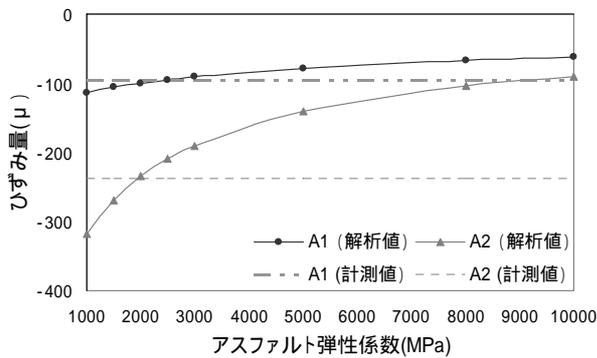


図-3 アスファルト弾性係数とひずみ量との関係

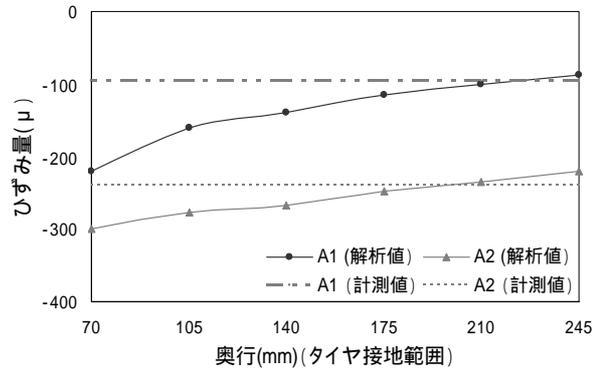


図-4 タイヤの接地範囲とひずみ量との関係

アスファルトの場合、実測された位置(節点位置)の節点を共有する4つのソリッド要素(橋軸方向2要素分,橋軸直角方向2要素分)のアスファルト表面における積分点の平均の値とした。

表-1および図-3より、アスファルトの弾性係数が2,000MPa程度であれば、A-4位置におけるひずみ以外は、実測のひずみとよく一致していることがわかる。また、弾性係数が大きくなるとアスファルトのひずみは小さくなる傾向があることがわかる。次に、表-2および図-4より、タイヤの接地範囲は500mm × 210mmの場合が、実測データと

よく一致していることがわかる。これは道路橋示方書¹⁴⁾で用いられるT荷重でも500mm × 200mmという値が採用されており、本解析結果が妥当な結果であると言える。ただし、この場合もA-4におけるひずみは合っていない。これは、アスファルトとデッキプレートとの接触部分およびUリブとデッキプレートとの溶接部分のモデル化を単純な節点共有の剛結モデルとしたことや、輪荷重の載荷状態を実際の載荷状態より単純化した影響などがあると考えられる。しかし、全体的な傾向を見ると、アスファルトの弾性係数を2,000MPa、タ

イヤの接地範囲を幅500mm×奥行210mmとしたモデルが実測値とよく一致しており、このモデルを、き裂の無い健全な状態の基本解析モデルとした。

6.3 疲労き裂を考慮したFEM解析

疲労き裂がある場合の鋼床版の静的応答への影響を調べるため、前章で検討した健全な状態の基本解析モデルにおいて、輪荷重が載荷されている近傍（計測点近傍）にき裂を与え、疲労き裂のタイプと位置、き裂長さ、およびアスファルトの弾性係数の影響についてアスファルト舗装面におけるひずみ変化量に着目して検討を行った。

(1) 疲労き裂のタイプ

一般的な鋼床版の疲労き裂¹⁵⁾のうち、本解析で検討した疲労き裂は以下に示す2つのタイプである。き裂の位置については図-5に示す。

- a) Uリブとデッキプレートの溶接部における溶接ビードの貫通ルートき裂（き裂長さ：70mm～490mm）。
- ・ケース：Urib4-1（輪荷重載荷点直下）
 - ・ケース：Urib4-1（載荷点より350mm離れた位置）
 - ・ケース：Urib5-2（ひずみ測定断面上）
 - ・ケース：Urib4-2（ひずみ測定断面上）
- b) Uリブ突合せ溶接部における全周き裂（き裂長さ：700mm）。
- ・ケース：Urib4（輪荷重載荷点直下）
 - ・ケース：Urib4（載荷点より350mm離れた位置）

以上の6ヶ所の位置においてき裂を与え解析を行った。なお、本解析ではき裂を与える個所に新たな節点を設け、要素間の結合を完全に切り離すことによりき裂のモデル化を行った。また、Uリブやデッキプレートはシェル要素でモデル化しているため、実構造における溶接部の詳細なディテールは、モデル化できていない。したがって、本解析ではき裂の深さ方向に関してはモデル化できておらず、き裂深さに関する検討は行っていない。

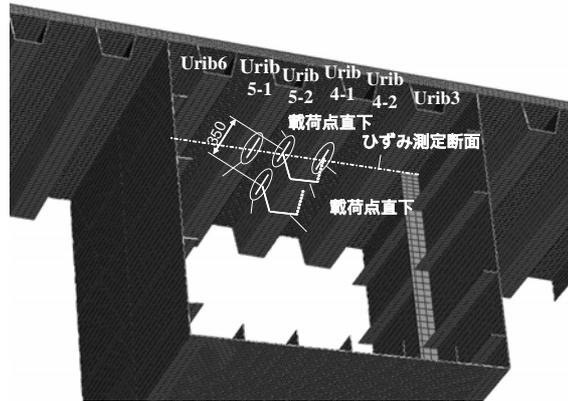


図-5 き裂の位置

(2) 解析結果

a) き裂パターン・位置とひずみ変化量との関係

き裂パターンおよび位置の影響を検討するため、前節で示した6ケースのき裂タイプに関して、き裂長さを一定値とし、解析を行った。本項の検討で用いたき裂長さは、～において280mm、～においては、Uリブ全周にき裂がある状態である700mmとした。

健全な状態における解析ひずみ値を基準とした各ケースのひずみ測定断面におけるひずみ変化量（（き裂の無い健全な状態から差し引いた値））の分布を図-6,7に示す。き裂位置がひずみ計測断面に位置しているケース、～に関しては、ひずみ変化量がき裂位置で最大となっており、き裂の影響が顕著に現れている。また、き裂位置が同じUリブ上であっても、ケース～では舗装面でのひずみ量に変化があるが、き裂が載荷点（ひずみ計測点）から離れた位置に存在するケース～ではあまりひずみ変化は現れなかった。このことから、ケース～の位置にあるき裂は計測点付近のアスファルト舗装面のひずみ変化量にあまり影響を及ぼさないとと言える。このケース～との差については、載荷位置（もしくは計測位置）が大きく影響していると言える。ケース～、～の中で、載荷位置の中央付近直下に位置している～の場合において、ひずみ変化量に最も変化が現れたことから、アスファルト舗装面でひずみを検出するには、き裂の位置と載荷位置との距離をできるだけ近づけることが必要である。

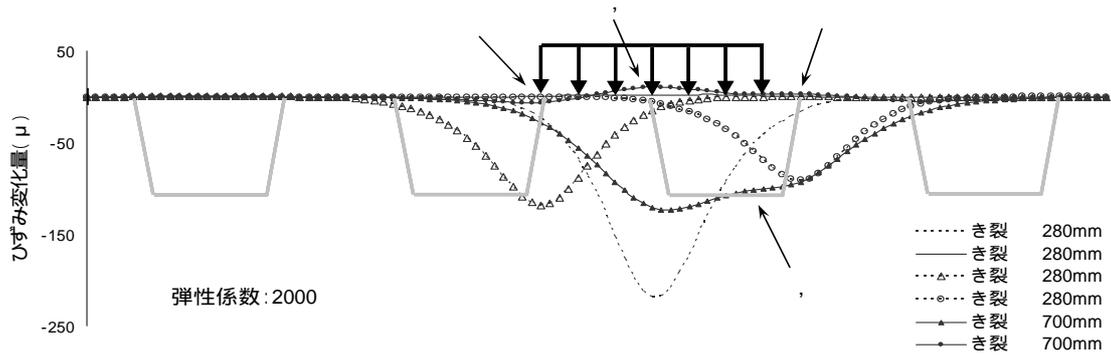


図-6 き裂位置とひずみ変化量（橋軸方向）との関係

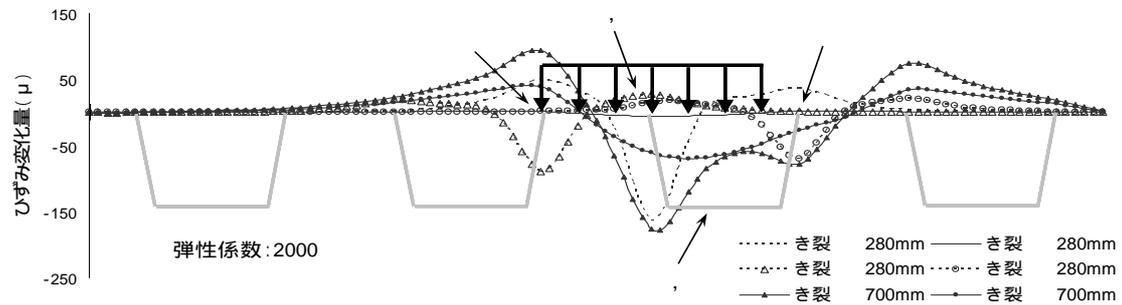


図-7 き裂位置とひずみ変化量（橋軸直角方向）との関係

次にUリブ突合せ溶接部の場合、ケース においてひずみ量の大きな変化が確認できた。これもき裂位置が荷点直下に位置していることが影響していると考えられる。また、荷点位置から離れたケース の場合でも橋軸直角方向のひずみ量に変化がみられた。これは疲労き裂のタイプが全周き裂であり、溶接ビード貫通ルートき裂に比べて周辺の応答に及ぼす影響が大きかったためと考えられる。

b) き裂長さとひずみ量との関係

ひずみ変化量に大きな変化がみられたケースの疲労き裂を有するモデルについて、き裂長さの変化がアスファルト舗装のひずみ量に及ぼす影響について検討を行った。

き裂長さをひずみ測定断面上を中心として70mmから490mmまで変化させた場合のアスファルト舗装面のひずみ量とき裂長さとの関係を図-8に示す。図-8より橋軸方向のひずみ量はき裂長さに比例して増加していることがわかる。これはUリブの橋軸方向に沿うき裂による板曲げ変形抑制効果が減少したことによると考えられる。橋軸直角方向に関

しては、疲労き裂位置の真上であるUリブ上の計測点(A-4)位置でのひずみ量には大きな変化が確認できたが、A-2付近では、ほとんど変化が見られないことがわかる。これは、A-4が荷点に直下であり、A-2は荷点と離れているためと考えられる。この結果から、き裂位置と荷点位置が近ければ近いほどひずみの変化量が大きくなるということがわかった。また、橋軸方向および橋軸直角方向のひずみ量ともに、疲労き裂がある程度の長さ(100mm以上)にならないと大きな変化が生じないということがわかった。このことから、疲労き裂

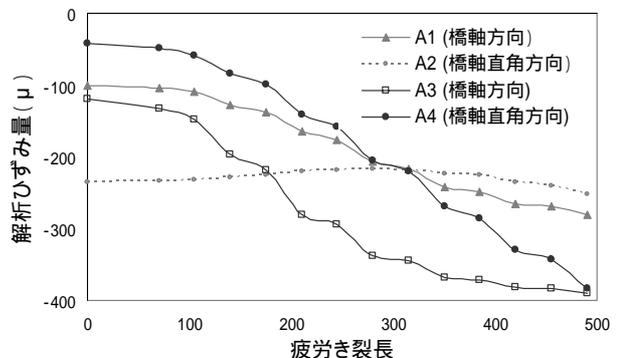


図-8 き裂長さとひずみ量との関係

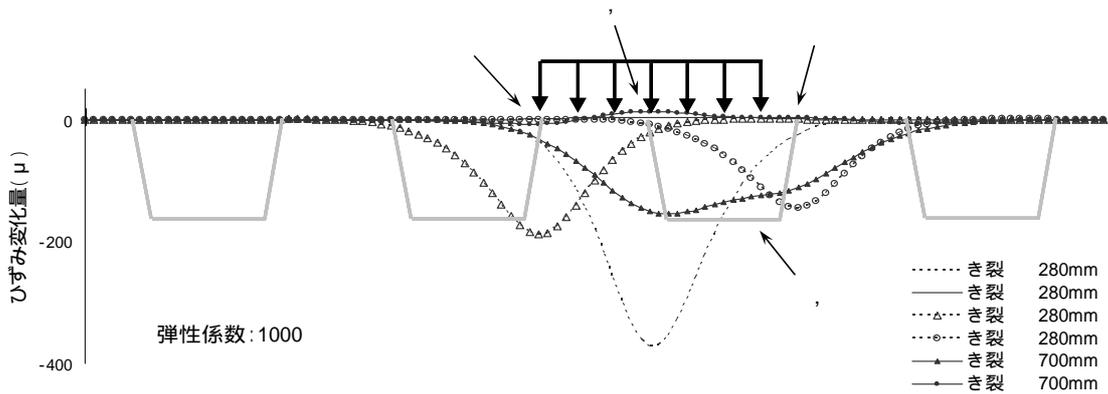


図-9 アスファルト弾性係数 1,000MPa におけるひずみ変化量 (橋軸方向)

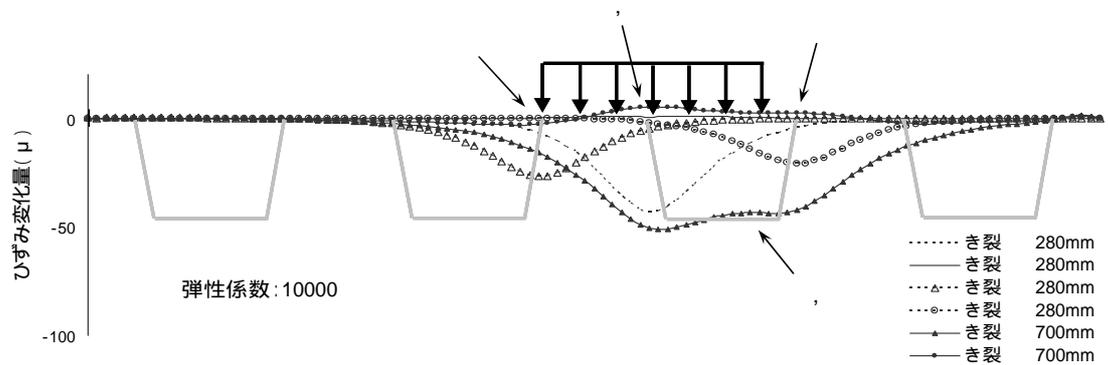


図-10 アスファルト弾性係数 10,000MPa におけるひずみ変化量 (橋軸方向)

が発生した直後の数ミリ程度のき裂をアスファルト舗装面側のひずみ変化量で発見することは難しいと考えられる

c) アスファルトの弾性係数とひずみ変化量との関係

アスファルト混合物の弾性係数は温度や載荷時間に大きく依存するため、載荷速度や温度条件に応じてひずみ量が大きく変化すると考えられる。そこで、本項では、特に季節変動の温度変化による材料特性の変化を考慮し、アスファルトの弾性係数が 2,000MPa の場合に加えて、1,000MPa (夏季を想定) および 10,000MPa (冬季を想定) の場合における疲労き裂と舗装面のひずみ変化量の関係を検討した。温度によるアスファルトの弾性係数の変化は文献(13)を参考に決定した。導入する疲労き裂のタイプおよび位置に関しては、3.2.1 と同じ条件とした。解析により得られた橋軸方向のひずみ変化量(き裂の無い健全な状態から差し引いた値)を図-9, 10 に示す。図-9, 10 より弾性係数 1,000MPa, 10,000MPa の場合ともにひずみ量の変化は 2,000MPa の場合と同様に、載荷点直下のひずみが大きく変化するという

傾向を示している。また、弾性係数が小さい程ひずみの変化量は大きくなるという傾向が確認できた。また、冬季に弾性係数が 10,000MPa 程度となると最大で 50 μ 程度のひずみ差しか生じておらず、き裂位置と荷重載荷点が遠くなるとひずみ検出が難しくなる可能性がある。逆に夏季に弾性係数が 1,000MPa 程度となると大きなひずみ差が生じ、ひずみの検出がしやすくなると考えられる。

6.4 まとめ

本研究では、アスファルト舗装面のひずみを測定することで鋼床版の疲労き裂が検出できるシステムを開発することを目的に、まず、実測データをもとに作成した実橋梁の部分モデルを用いて、き裂を導入した FEM 解析を行うことにより、疲労き裂がアスファルト舗装面のひずみの変化に及ぼす影響について考察した。本研究で得られた結果を以下に示す。

1) 実測ひずみ値を正確に再現するには至らなかったものの、実測データに基づいたき裂の無い健全な状態の鋼床版の基本解析モデルとして、アスファルト

トの弾性係数は2,000MPa, タイヤの接地範囲は幅500mm×奥行210mmが妥当であると考えられる。

2) Uリブとデッキプレートの溶接線に沿う疲労き裂に関しては, き裂位置が載荷点に近いほどアスファルト舗装面のひずみ変化量は増加した。また, き裂位置が載荷位置から離れると, ひずみ量はあまり変化しないことがわかった。

3) Uリブ突合せ溶接部における全周き裂に関しては, 載荷点直下の位置でひずみ量に変化がみられた。また, 載荷点から離れた位置においても舗装面の橋軸直角方向のひずみ量に変化が確認できた。

4) Uリブとデッキプレートの溶接線に沿う疲労き裂においては, き裂長さ按比例して橋軸方向のひずみ変化量が増加した。

5) アスファルト舗装の弾性係数を1,000MPaおよび10,000MPaと変化させても, き裂のタイプおよびき裂長さとのひずみ変化量(橋軸方向)との関係は2,000MPaの場合とほぼ同じ傾向を示した。

本解析では, 様々な仮定値を用いた理想的な状態における結果であり, 今後は精確な解析モデル(アスファルトとデッキプレートとの接合面の接触条件, 輪荷重載荷条件および溶接部のモデル化など)を検討し実挙動との整合性を高める必要がある。また, デッキプレート側が貫通した場合のき裂, 横リブ付近のき裂を考慮した解析モデルの検討および舗装面のひずみを測定する手法を開発する必要がある。

参考文献

- 1) 例えば, 既設鋼橋部材の耐力・耐久性診断と補修・補強に関する資料集(鋼橋の維持管理とそれを支える要素技術): 日本鋼構造協会, 2002.1.
- 2) 例えば, 柴沼一樹, 宇都宮智昭: X-FEMを用いた曲線き裂のモデル化とき裂進展シミュレーションへの適用, 土木学会論文集A, Vol.63, No.1, pp108-121, 2007.2.
- 3) 北垣 啓, 山口隆司, 北田俊行, 杉浦邦征, 狩野正人: 走行車輛の応答による橋梁の損傷同定に関する解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol.15, pp.585-590, 2007.11.
- 4) 阿部長門, 末吉良敏, 齋藤好康, 木村真志, 幸敏明: 舗装表面ひずみの計測手法の開発, 第42回地盤工学会研究発表会, pp.973-974, 2007.7.
- 5) 北側彰一, 中谷光良, 小林義和, 大木 昭: 全視野計測法による構造物の変位・ひずみ計測技術の開発, 検査技術, Vol.13, No.5, 日本工業出版, pp.72-77, 2008.5.
- 6) 土木学会: 舗装工学ライブラリー3 多層弾性理論による舗装構造解析入門, 2005.4.
- 7) 山本和也, 松井邦人, Qinx Dong: 3次元FEM解析によるFWD試験位置が表面たわみに及ぼす影響, 土木学会舗装工学論文集, 第4巻, pp.61-68, 1999.12.
- 8) 岩崎雅紀, 永田 考, 西川武宏, 小塩達也, 山田健太郎: アスファルト舗装が鋼床版の疲労に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.563, I-39, pp.161-171, 1997.4.
- 9) 西澤辰男, 姫野賢治, 佐藤亮一, 佐藤育正: 鋼床版舗装の構造解析に関する研究, 土木学会論文集, No.627, V-44, pp.103-112, 1999.8.
- 10) 西澤辰男: 帯板要素と角柱要素を結合した鋼床版舗装構造解析モデルの開発, 土木学会舗装工学論文集, 第4巻, pp.111-120, 1999.12.
- 11) 内田喜太郎, 西澤辰男, 姫野賢治, 野村健一郎: 鋼床版舗装の表面縦ひび割れに関する研究, 土木学会舗装工学論文集, 第4巻, pp.103-110, 1999.12.
- 12) Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS / Standard User's Manual Volume I-III, Ver.6.7, 2007.
- 13) 日本道路協会: 舗装設計便覧, 2006.2.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I共通編, 2002.3.
- 15) 土木学会鋼構造委員会鋼床版の疲労小委員会: 鋼床版の疲労, 土木学会論文集, 第410号, No.I-12, 1989.10.

第7章 結論と今後の課題

7.1 得られた成果

平成17年～19年度の各年度における主な知見・成果は、下記のとおりである。

(1) 平成17年度

- 1) 各損傷過程におけるRC床版の固有振動数変化に対して、繰り返し輪荷重を受けるRC床版モデルの固有振動数の経時変化を検証し、特に、高次の振動数の低下が、顕著に観察された。また、RC床版モデルに対する直接打撃試験より打撃力の作用特性を検証し、人工損傷により打撃力の長波化が観察された。ただし、一方で、低周波騒音計による計測で床版振動の検出が可能な場合は、比較的静穏な環境下であった。走行中の検査車からの計測を想定した実験では、風切り音やエンジン音に見立てたプロアーによる風によって、床版振動に起因する空気振動の成分が、相対的に強度低下することが明らかになった。
- 2) 打撃音からのRC床版固有振動数の検出各種RC床版に対する打撃試験において、床版加速度の周波数分析と打撃音の音圧波形の周波数分析を比較した結果、音圧波形計測により床版の固有振動数を検出できた。なお、打撃音は、走行しながら収録可能であり、非接触型（非設置型）の検知技術として有効である。しかし、舗装面を有する床版の反発力による健全性の評価については、コンクリート上の打撃点にゴムプレート、金属プレート等を引き、打撃力の波長に対する表層の影響を調べた所、柔らかい表層によって長波化することが明らかになった。したがって舗装下のRC床版を評価するためには、表層に依存しないよう下層の構造本体に到達する打撃力を確保する必要がある。
- 3) 構造物の線形幾何形状ならびに橋梁振動性状の変化の検討では、構造物の平面線形の計測が、慣性運動計測とGPSシステムとのハイブリッド化で地震後などの線形確認は可能であることがわかった。また、車両走行下の動的たわみは、橋梁主桁の損傷評価に有効である。ただし、供用下での橋梁のたわみ

量を勘案すると、鉛直方向の計測精度の向上が不可欠である。現在、国土地理院などで開発中の高精度な測位システムとの併用を検討する必要がある。

(2) 平成18年度

- 1) 損傷評価手法の検討として、走行する車両の応答値から、橋梁の振動成分を抽出するアルゴリズムを開発し、橋梁の振動成分と損傷との関連性に基づき、振動特性による損傷評価手法を確立した。特に、土木研究所の試験橋梁において、起振状態にある起振機を車両上に配置した起振車両を橋梁上を走行させ対象橋梁を加振し、起振車両の後を追尾する計測車両にて車両応答の計測を行い、橋梁振動の卓越振動数が検知できることを確認した。橋梁振動の加速度振幅が20gal程度以上であれば、走行中の計測車両のバネ上加速度、バネ下加速度、鉛直方向軸重のいずれでも橋梁振動と同じ卓越振動数（5Hz程度まで）が検知できる。ただし、十分な波形分解能を確保するためには、20km/hの速度に制限する必要がある場合もあった。一方、土木研究所の試験橋梁をモデル橋梁として、橋梁全体を細部まで再現した有限要素モデルを用いて固有振動解析を行い、各種模擬損傷と固有振動数の変化を定量的に把握した。10%程度の振動数変化の特定は本手法でも可能であるが、この振動数変化では、支承の機能異常などは十分検知可能である。それ以外の損傷としては、(i)桁端に腐食損傷がある場合、低次振動数および高次振動数の変化では、それぞれ90%程度、60%程度の損傷レベルに対応する；(ii)支間中央にき裂損傷がある場合、90%程度の損傷レベル(桁1本のみ)に対応するが、すべての桁に同等の損傷を仮定すれば、20%程度の損傷レベルに対応する等の点がわかった。
- 2) 走行する車両の衝撃応答値から、路面、床版、支承、伸縮装置の健全度を評価することを目的に、その応答値評価のアルゴリズムを検討し、衝撃応答特性による損傷評価手法を検証した。ここでは、6径間連続橋(ノージョイント化橋梁)2連を走行した時の車両バネ下応答加速度の実効値の時刻歴から、(i)

伸縮装置を通過する時、加速度実効値が大きくなる；(ii)ノージョイント化された橋脚上を通過する時、橋梁一般部を走行する時と比較して加速度実効値が大きくなる等の点が明らかになった。したがって、走行車両の速度と車両バネ下加速度応答の実効値の最大値との関係から、例えば、正の相関では、路面段差・鉛直支持機能異常など、負の相関では、路面凹凸といった橋梁の高速概略点検の可能性が伺えた。

3)管理手法の提案および現行維持管理体制との対比として、検査車両の走行により評価する振動特性変化を一次スクリーニング項目と設定し、異常が認められた橋梁に対して更なる詳細点検を行うといった管理手法を、現行の体制と対比しながらコスト比較、適性・役割分担、適用限界などを整理した。単位広さ当たりの積算が一般であるが、橋梁点検費用は、橋長、橋梁の現場架設状況や点検方法（点検足場、リフト車、船、はしご）によって大きく変わり、概略は、約1000~2000円/m²（この費用には第三者被害対策も含む）であり、車両走行による変状スクリーニングの合理性・経済性は高いと判断した。

(3) 平成19年度

橋梁上を通過する車両の振動応答から橋梁の振動成分を効率よく抽出する手法として、車両のシステム状態モデルによる独立成分分析の適用を行い、実橋梁での車両走行実験の結果に基づきその適用性を検討した。ここでは、橋梁振動と路面プロファイルの独立性は低く、両者を完全に分離することができなかったが、混合された信号のスペクトルに着目することで、橋梁の振動成分を抽出できる可能性があることが分かった。また、車両振動に含まれる橋梁の振動成分を抽出するためには、橋梁と車両が十分連成状態にあることが必要と分かった。

一方、常時微動計測により、縦桁および横桁の挿入による補強やゴム支承への変更のような補強工事の過程によって、橋梁の固有振動数が変化することを確認した。本研究で用いた対象橋梁については、縦桁および横桁を挿入し補強すると、補強前と比べて、橋梁の固有振動数が5%以上の増加した。また、ゴム支承に換えることで固有振動数が17%以上減少した。実使用状態においても、車両応答からこれらの変動をかなりの確率で検知可能であることが分かった。

7.2 今後の課題

本研究で提案したシステムの試験運用の実施中には、検査車が最適に配置・運用される監視センサーと位置付けられるので、車両走行に支障があると想定される劣化レベルを定義し、その損傷限界評価基準の設定が、将来の維持管理体制の確立に向けて極めて重要である。そこで、下記の4点において技術の高度化をさらに推し進める必要がある。

アーチ橋、トラス橋、床板橋の振動性状（既存事

例の収集を含む）の把握とデータベース化

異常と判定するための振動数変化の閾値の検討
車両 - 橋梁の連成振動シミュレーションの精度向上と実時間実行

ワイヤレスセンサ、走行時計測（車両軸重）との統合による総合的 point 点検診断システムの構築

特に、対象が、多様な構造形式・構造部位であるばかりでなく、橋梁の固有振動数は、気温などの気象条件により敏感に影響を受けるため、損傷による固有振動数変化の有無を判断するには、季節変動を加味し統計的に有意な変化の有無を見出す必要がある。本研究では、1ヶ月間の固有振動数の変動を計測し、約20%の変動幅を示したが、年間を通した大きな変動幅を特定する必要がある。その上で、本研究で提案した『固有振動数の変動を確率変動として捉えた、季節調整モデルによりトレンドを推計する手法』の有効性を実証し、異常と判断する振動数の閾値の精度向上を目指すべきである。

あとがき

本研究は、若い研究チームで高い目標を掲げ、構造物の健全度評価と言った重要な課題に取り組んだ。貴重な機会を与えていただきました新道路技術会議の委員各位、国土交通省国土技術政策総合研究所・道路構造物管理研究室の研究スタッフ各位に謝意を表す。平成18年度からは、交通振動の研究に精通した神戸大学の川谷充郎教授、金哲佑博士からアドバイスを頂いた。また、阪神高速道路株式会社の高田佳彦氏からは、現場での諸問題について情報提供して頂いた。感謝申し上げます。

新しい視点で、更なる技術の発展に寄与して行きたい。