

路面補修前後の長期モニタリングから評価した周期性路面の橋梁に及ぼす影響

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2017-10-03 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 深田, 宰史, 室井, 智文, 横山, 好幸, 梶川, 康男 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/2297/35653

路面補修前後の長期モニタリングから評価した 周期性路面の橋梁に及ぼす影響

深田 宰史¹・室井 智文²・樅山 好幸³・梶川 康男⁴

¹正会員 金沢大学准教授 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)
E-mail: saiji@t.kanazawa-u.ac.jp

²正会員 西日本高速道路エンジニアリング関西(株) (〒567-0032 茨木市西駅前町5-26)
E-mail: t_muroi@w-e-kansai.co.jp

³正会員 西日本高速道路エンジニアリング関西(株) (〒567-0032 茨木市西駅前町5-26)
E-mail: momiyama@w-e-kansai.co.jp

⁴正会員 金沢大学教授 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)
E-mail: kajikawa@t.kanazawa-u.ac.jp

本研究で対象とした高速道路に架設されたPC桁橋は、大型車両の走行に伴い、車両と橋梁との連成振動が生じ、大きく振動していた。本研究では、試験車走行実験および路面計測により、その振動原因を路面凹凸の周期性であると判断した。そこで、様々な走行速度、重量およびばね特性を有した一般の大型車走行によって生じた車両と橋梁との連成振動により、橋梁が受ける影響として、主桁の応力度がどの程度、動的に増幅しているのか、2年間の長期モニタリングから明らかにした。さらに、その路面を補修したことにより、その応力度がどの程度低減できたのか、路面補修後の試験車走行実験と1年間の一般車走行を対象としたモニタリングにより明らかにした。

Key Words : PC girder bridge, coupled vibration, road roughness, dynamic increment factor, monitoring

1. まえがき

高速道路をはじめとする道路ネットワークは、高度経済成長、国民の生活水準やライフスタイルの向上に貢献する重要な社会資本になっている。近年、その社会資本の一役を構成する橋梁は、大型車を含めた交通量の増加、車両性能の向上に伴う高速化および多軸トレーラ車両などの車種の多様化など様々な特性を有する走行荷重の影響を大きく受けているのが現状である。

そのような橋梁を取り巻く現状のもと、本研究で対象とした高速道路に架設されたPC桁橋は、大型車両の走行に伴い、車両と橋梁の連成振動により、大きな振動を生じていた¹⁾。本研究では、その振動原因を調べるためにまず試験車走行実験を行った。その結果として、対象橋梁のたわみ1次振動が3Hz付近に存在し、3Hz付近に卓越振動数を有する車両の後輪ばね上振動^{2),3)}と近接し、さらに、その連成振動は、試験車が第2走行車線を走行した場合のみ、大

きな振動振幅を生じていた。

そこで、その要因を調べるために路面凹凸の調査を行ったところ、第2走行車線のみ伸縮継手付近の路面凹凸が、10m程度の周期性を有していた。この周期性の路面凹凸の影響により、大型車両のばね上振動が増幅され、その状態で橋梁に進入した大型車両が橋梁との連成振動を励起させ、その結果、橋梁が大きく振動していたことを明らかにした。

本走行実験で得られた結果は、走行速度、重量、ばね特性が限られた試験車両によるものであり、常時的一般車走行による車両と橋梁との連成振動により、橋梁が受ける影響として、主桁の応力度がどの程度、動的に増幅しているのか不明であった。そのため、その路面凹凸を補修するまでの間、橋梁の振動状況を監視する必要があると判断し、2年5ヶ月間の振動モニタリングを行い、周期性路面を有する対象橋梁の振動状況を明らかにした。

さらに、周期性を有した路面凹凸を補修し、路面状況が改善されたことにより、補修前の振動状況が

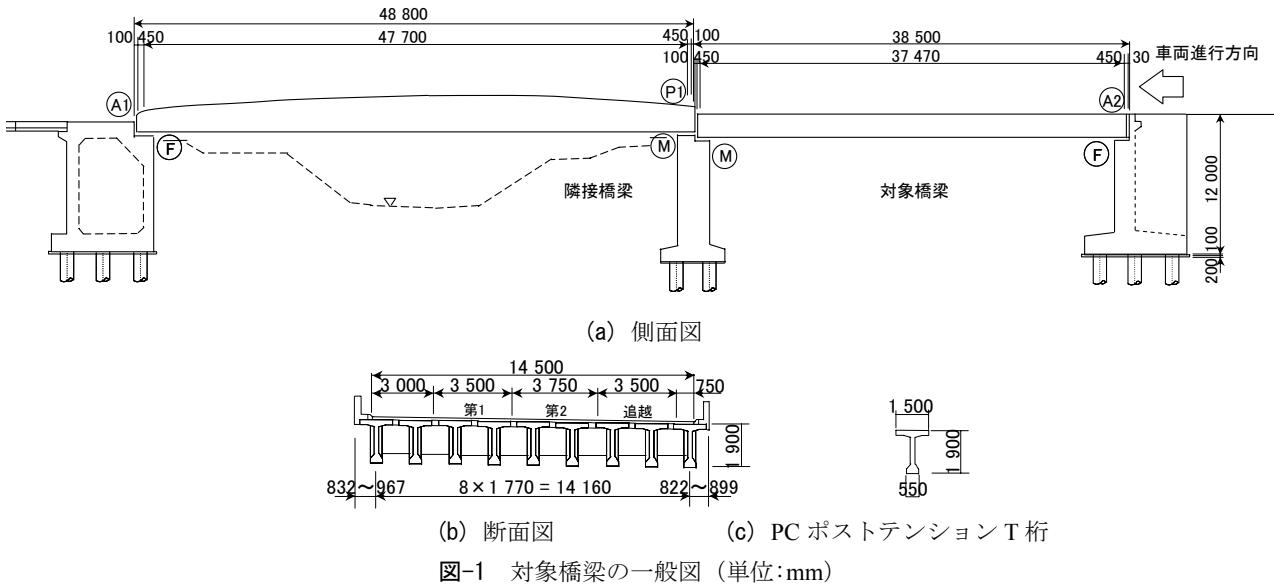


写真-1 対象橋梁 (側面から)



写真-2 対象橋梁 (路面から) (矢印の区間)

どの程度改善されたのかを路面補修後の試験車走行実験および1年間のモニタリングから明らかにした。

このような振動実験とモニタリング結果に対して、解析からのアプローチとして、伸縮継手近傍に形成された周期性を有した路面凹凸の波長と車両の走行速度との関係から、橋梁の振動振幅がどの程度増幅されるのか解明する必要があると考えた。

本研究では、様々な波長の路面凹凸パターンを作成して、車両走行シミュレーションを行うことにより、周期性路面による主桁振動の動的増幅率を求め、周期性路面が橋梁に及ぼす影響について解析からも明らかにした。

2. 橋梁概要

本研究において対象とした橋梁は、日本初の高速道路として開通した区間（栗東 IC から 2km 付近）の下り線に位置する。平成 9 年に完成した 6 車線化改築事業の際に、交差する路下の県道の拡幅に伴い、カルバートボックスから橋梁構造（写真-1 参照）に改築された。桁高は、通常よりも低く 1.9m（ス

パン桁高比 1/19.7）となっている。対象橋梁の側面図を図-1(a)に示す。対象橋梁は、支間長 37.47m、斜角 67°を有する PC ポストテンション単純 T 枠橋である。また、断面は図-1(b)に示すように有効幅員 14.5m、9 本の主桁から構成され、3 車線（写真-2 参照）を有している。図-1(c)に 1 本の主桁（PC ポストテンション T 枠）断面を示す。また、支承は、ゴムパッド支承を用いている。

3. モニタリングの動機

定期点検により、ほぼ同支間を有する上り線の橋梁に比べ、下り線の対象橋梁が異常に大きな振幅で振動していることを発見した。対象橋梁ではたわみ 1 次振動 (2.9~3.0Hz) とねじり 1 次振動 (3.4~3.6Hz) が主に卓越していた。特に、図-2 に示すように 3Hz 付近に後輪ばね上振動^{2,3)}を有するリーフサスペンションの大型車両が第 2 走行車線を走行した場合は、他の車線（第 1 走行車線、追越車線）を走行した場合より、大きな振動をしていた。

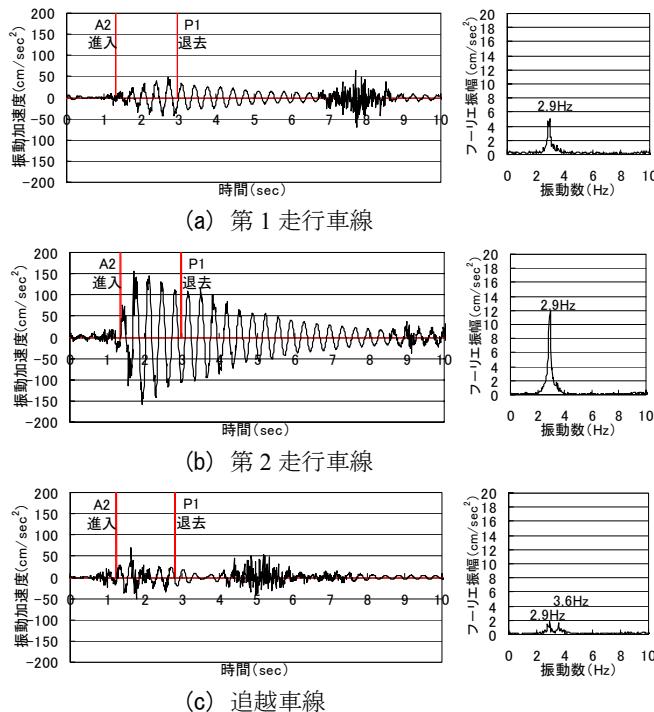


図-2 3軸トラック走行時の加速度(支間中央追越し)

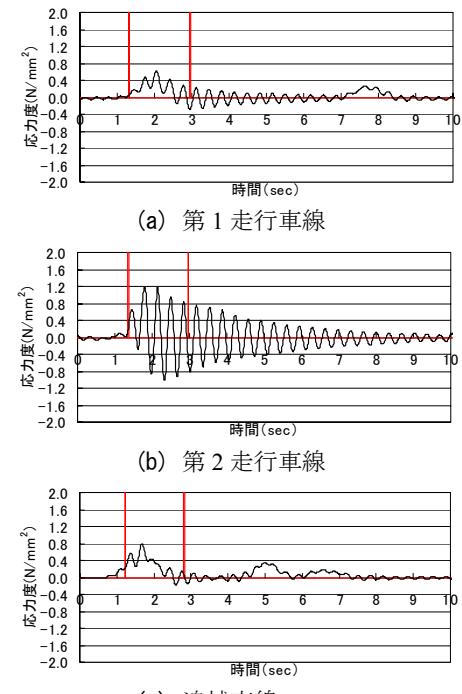


図-3 3軸トラック走行時の応力度(支間中央追越し)

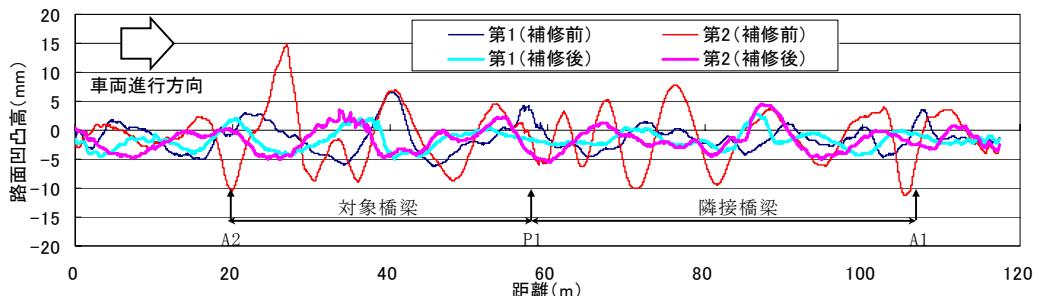


図-4 路面凹凸

また、主桁下面で計測したひずみから換算した応力度は、図-3 に示すように、第 2 走行車線を走行した場合は、他の車線を走行した場合より 2 倍程度大きな応力度を示していた。

加振源となる大型車両と受振側となる橋梁のそれぞれの卓越振動数が近接していることから、車両と橋梁の連成振動が生じていたことは明らかといえるが、第 2 走行車線を走行した場合のみ大きな振動をしていたことから路面凹凸に原因があると判断した。

4. 路面性状

第 2 走行車線を走行した場合のみ大きな振動が生じる要因を調べるために、路面凹凸の計測を行った。図-4 に 2009 年の路面補修前に路面計測車⁴⁾により計測した路面凹凸波形を示す。その結果、第 2 走行車線のみ伸縮継手付近の路面凹凸が、10m 程度の

周期性を有し、大きな凹凸高となっていた。

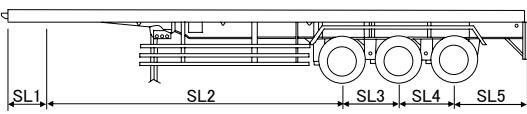
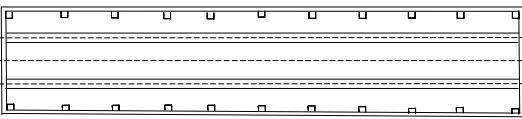
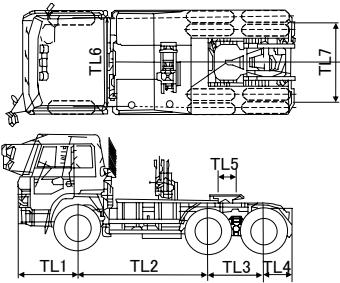
この周期性を有した路面の影響により、大型車両のばね上振動が増幅され、その状態で橋梁上を走行するために車両と橋梁の連成振動が励起され、対象橋梁が大きく加振させられていたことが明らかになった。

このような状況に対して、2009 年 5 月に路面補修工事を行い、既設舗装（高機能舗装）40mm を削除し、新設舗装（高機能舗装）を打ち直した。高さ管理の方法は、縦断方向 5m ごと水糸を横断方向に張り、周期性を有していない追越し車線の路面高を基準にして高さ調整を行った。補修工事は、問題となっている第 2 走行車線に加えて、損傷状況を考慮して第 1 走行車線に対しても行った。図-4 に路面補修後の路面凹凸波形を示す。

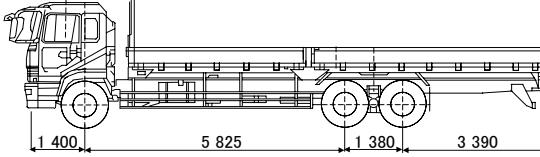
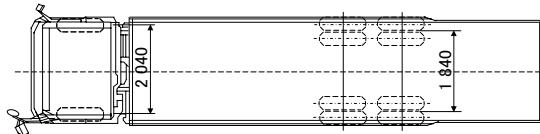
この路面凹凸波形から、補修前に比べて補修後では、明らかに第 2 走行車線の周期性を有した路面性状が改善されたことがわかる。また、対象橋梁区間

表-1 IRI 評価 (単位 mm/m)

車線	補修前	補修後
第1走行	1.50	0.97
第2走行	3.53	1.33
追越	1.13	-



(a) 試験車 T1~T3 (トラクタ・セミトレーラ)



(b) 試験車 T4 (3 軸トラック)

図-5 試験車両

表-2 車両諸元(トラクタ・セミトレーラ) (単位:mm)

トラクタ・セミトレーラ試験車		T1	T2	T3
		TL1	TL2	TL3
トラクタ	TL1	1380	1380	1390
	TL2	3200	2955	3035
	TL3	---	1300	1300
	TL4	970	640	680
	TL5	640(車輪まで)	90	200
	TL6	2055	2086	2040
	TL7	1840	1860	1840
セミトレーラ	SL1	600	1100	800
	SL2	6910	6500	6700
	SL3	1300	1300	1300
	SL4	1300	1300	1300
	SL5	1890	1650	1750

で国際ラフネス指数^{5,6)} (以下, IRI) を計算したところ, 表-1 に示すように, 第2走行車線においては, 補修前 3.53mm/m となっており, 明らかに他の車線に比べて IRI が大きかった. これは, 縦断方向の凹凸に対する補修目標値である IRI 3.5mm/m⁷⁾に達していたことになる. 補修後は 1.33mm/m に低減

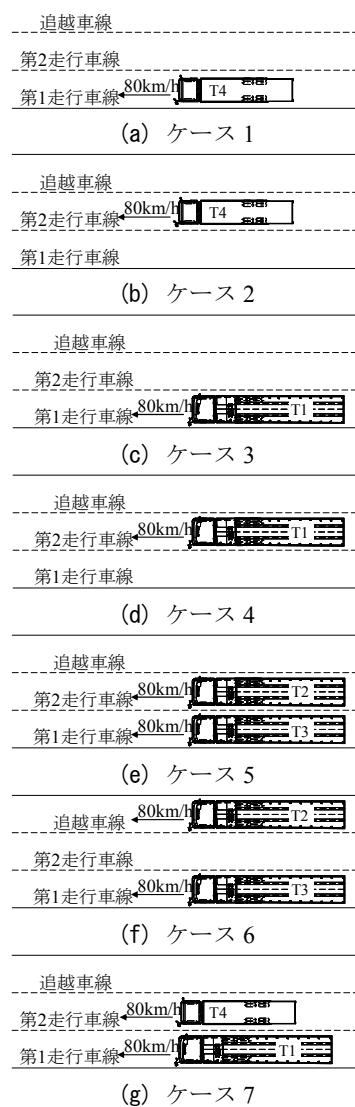


図-6 走行ケース

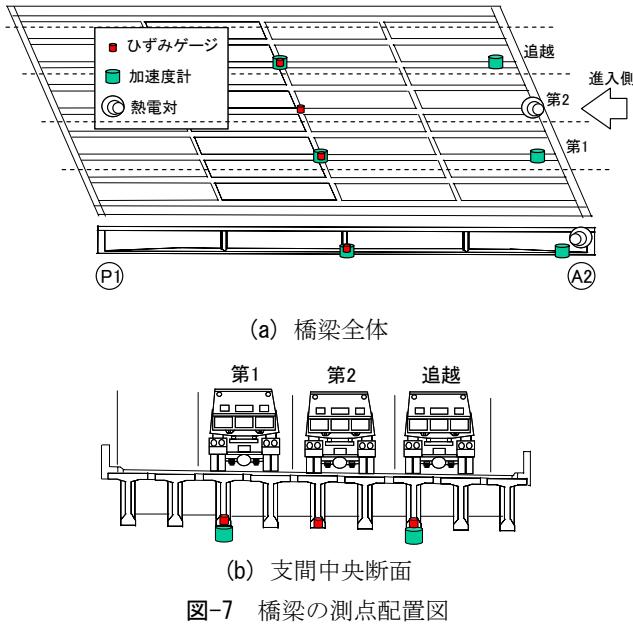
しており, IRI からも定量的に改善されたことがわかる.

5. 試験車走行実験

(1) 試験車両

2009年5月の路面補修工事に伴い, 本研究では, この補修工事前後において試験車走行実験を行い, 周期性を有した路面凹凸が橋梁上に存在する場合, 様々な車両走行パターンにより橋梁がどの程度振動するのかを検討することにした.

試験車走行実験では, 図-5 に示した 3 軸トラック 1 台とトラクタ・セミトレーラ (以下, セミトレーラ) 3 台を用いた. トラクタ・セミトレーラにおける車両諸元を表-2 に示す.



(2) 走行ケース

実験では、3軸トラックとセミトレーラの試験車を組み合わせ、図-6に示すような7つの走行ケースで走行させた。

- 走行ケース1および走行ケース2は、3軸トラックが単独で第1走行車線および第2走行車線を走行するケースである。
- 走行ケース3および走行ケース4は、セミトレーラが単独で第1走行車線および第2走行車線を走行するケースである。3軸トラックは、リーフサスペンションを有しているため、後輪ばね上の振動数が3.0Hz付近にある。また、セミトレーラの後輪3軸もリーフサスペンションであり3.4Hz付近に卓越振動があり、若干3軸トラックより高い振動数となっている。しかし、3軸トラックに比べてセミトレーラによる総重量としての加振力は大きい。
- 走行ケース5および走行ケース6は、セミトレーラが、第1走行車線と第2走行車線および第1走行車線と追越車線を並走するケースである。重量が最も重い載荷ケースである。
- 走行ケース7は、セミトレーラが第1走行車線、3軸トラックが第2走行車線を走行するケースである。

(3) 測点配置

橋梁の測点配置図を図-7に示す。支間中央断面では、ひずみゲージを各車線下の主桁下フランジ下面に設置し、加速度計を第1走行車線と追越車線下の主桁下フランジに設置した(図-7(b)参照)。また、A2支点部から3m離れた位置の第1走行車線

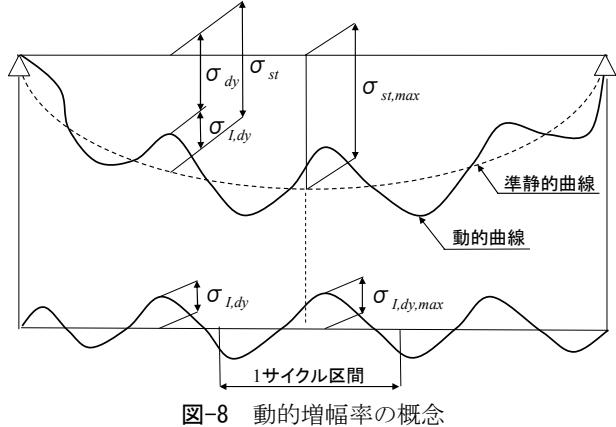


図-8 動的増幅率の概念

と追越車線下の主桁下フランジに加速度計を設置した。ひずみゲージおよび加速度計の設置位置は、車線を走行する大型車両の左車輪位置になる。

(4) 評価項目

各走行ケースにおいて得られた応力度波形に対して、ここでは動的増幅率⁸⁾を用いて路面補修前後における走行パターンの違いによる周期性路面が橋梁に及ぼす動的な影響を評価することにした。

車両走行実験において得られる応力度は、橋梁上を走行している荷重が振動をせずに移動載荷により生じる準静的な応力成分(以下、準静的応力)と、振動する車両と橋梁の連成振動により生じる動的な応力成分(以下、動的増幅応力)に分けられる。動的増幅率は、この準静的応力と動的増幅応力の振幅比を表したものである。ここでは、動的増幅率をDIF-1として表記して式(1)から算出する。

$$DIF-1 = \sigma_{I,dy,max} / \sigma_{st,max} \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_{st,max}$ は準静的応力の最大値、 $\sigma_{I,dy,max}$ は図-8に示すような $\sigma_{st,max}$ を含む1サイクル中の動的振幅 σ_{dy} と静的振幅 σ_{st} の差の絶対値 $\sigma_{I,dy} = |\sigma_{dy} - \sigma_{st}|$ の最大をとったものである。準静的応力は、モニタリングされた応答波形に対して、1.0Hzのローパスフィルタ処理したものを用いた。1.0Hzに設定した理由は、卓越している3Hzの振動成分を概ね除去でき、実荷重と推定荷重との整合から最も適していることを確認したためである。

(5) 実験結果

各走行ケースにおいて得られた各車線の応力度波形から平均して算出した動的増幅率の分子である動的増幅応力、また、分母である準静的応力およびそれらの比をとった動的増幅率(DIF-1)をそれぞれ図-9(a)、図-9(b)および図-9(c)にまとめた。

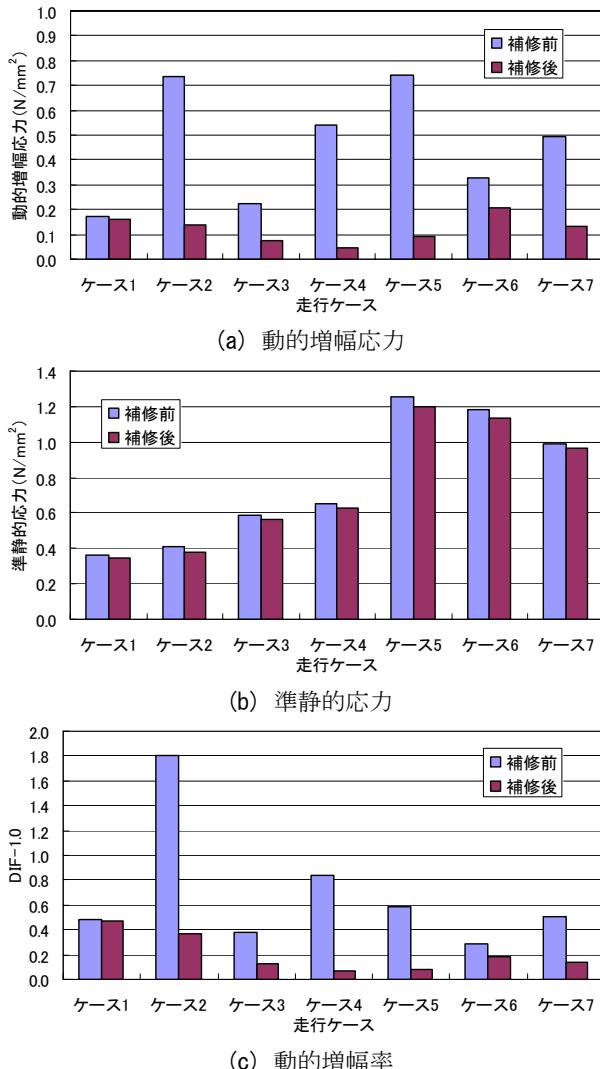


図-9 各走行ケースにおける結果

動的增幅応力に着目した場合、路面補修前の全ケースの中で大きな値を示したケースは、図-9(a)に示すように、3軸トラックが第2走行車線を走行した場合(ケース2)とセミトレーラが第1走行車線、第2走行車線を2台で並走した場合(ケース5)であった。走行ケース2は、ケース5に比べて準静的応力(図-9(b)参照)は1/3程度であるが、3軸トラックが単独で第2走行車線を走行するケース2は、セミトレーラが並走するケース5の動的增幅応力と同程度だった。

これらを動的增幅率で表現すると図-9(c)のようになり、ケース5は橋梁上に存在する車両の載荷荷重による準静的応力の影響が大きくなり、動的增幅率としては0.6となった。ケース2はケース5より荷重が小さいため、動的增幅率は1.8になった。すなわち、ケース2は準静的応力(図-9(b)参照)の1.8倍もの動的增幅応力を有していることになる。

これに対して路面を補修した場合、ケース2とケース5の動的增幅応力は0.1N/mm²程度になってお

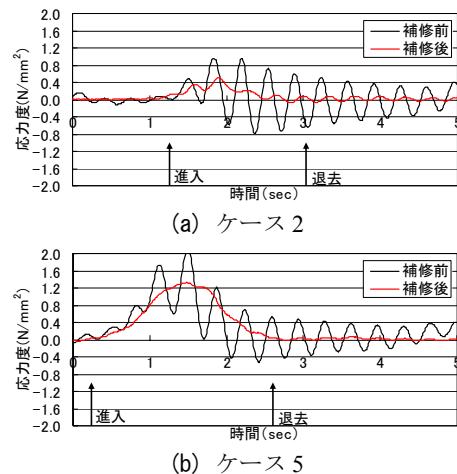


図-10 応力度波形(測点: 第2走行車線下)

り、ケース2の動的增幅率は0.4程度、ケース5では0.1程度まで低減した。これにより、第2走行車線の路面補修が橋梁の応力度の改善に大きく寄与したことが明らかとなった。

このケース2とケース5における路面補修前後での第2走行車線下で計測された応力度波形を図-10に示す。ケース2とケース5とともに、路面補修前では対象橋梁のたわみ1次振動と車両のばね上振動との連成により約3Hzの振動で大きく増幅している。また、路面補修後はそれらの振動成分がかなり小さくなり、車両と橋梁との連成による増幅が改善されている。

上述したケース2とケース5の次に動的応力振幅(図-9(a)参照)が大きかった走行ケースは、セミトレーラ1台が第2走行車線を走行した場合(ケース4)と3軸トラックが第2走行車線、セミトレーラが第1走行車線を並走した場合(ケース7)であった。ケース4は、ケース7に比べて準静的応力が4割程度小さいが、ケース4とケース7の動的增幅応力は、同程度であり0.5N/mm²となっていた。

上述したケース2, 4, 5および7の走行ケースは、試験車が第2走行車線を走行することにより、動的な応力が増幅されていることが明らかとなった。また、その路面を補修したことによりはるかに振幅が小さくなつたことを確認した。

6. 長期モニタリングの概要

試験車を用いた走行実験では、既知の重量を有した試験車が限定された走行速度で単独走行および並列走行した。しかし、実際に走行している一般の大型車は、様々な走行速度、重量およびばね特性を有して単独または複数台で並走もしくは連行してい

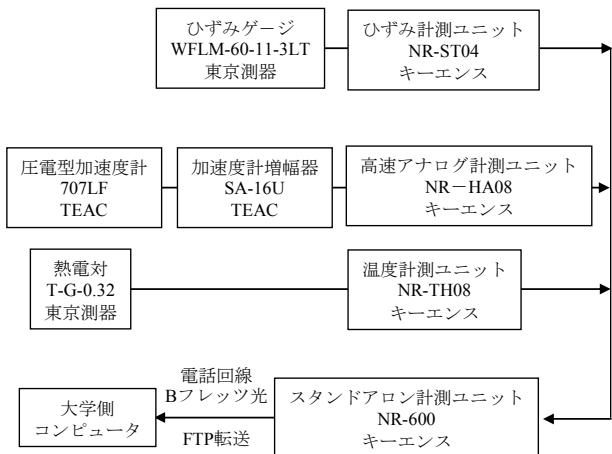


図-11 モニタリングに用いた機器の系統図

る。そのため、日常の一般車走行時において、主桁がどの程度振動しているのかを監視する必要があると考えた。また、路面の補修により、それらの応答がどの程度低減できたのか定量的に把握する必要があると考えた。そこで、路面補修前後において、一般車を対象としたモニタリングを行った。

対象橋梁におけるモニタリング項目は、主桁断面に着目したひずみ、主桁の加速度および温度である。ひずみゲージ、加速度計および熱電対の測点配置は、図-7に示した配置と同じである。

モニタリングに用いた機器の系統図を図-11に示す。本モニタリングでは、ひずみ、加速度および温度データをそれぞれの機器を通して最終的にスタンドアロン計測ユニット NR-600（キーエンス製）に集約させ、電話回線（Bフレッツ光）により大学のコンピュータへデータを転送している。

これまでのモニタリングを用いた研究では、データの通信容量を小さくするために、計測現場において、振動数や減衰定数などの必要な情報をリアルタイムで分析し、その分析結果を携帯電話のインターネット機能により転送する手法を用いたモニタリング実績⁹⁾がある。それに対して、本研究では、データの通信容量が大きくなるが、様々な分析が再度必要になったときのために、全時刻歴のデータを電話回線により転送し、記録保存することにした。

また、これまでの橋梁振動に関するモニタリング実績では、振動数や減衰定数などの固有振動特性の推移を観測した研究¹⁰⁾が多く、応答値と外力との関係を長期にわたり観測した事例¹¹⁾は少ない。特に、路面補修前後の走行荷重と橋梁振動のモニタリングを長期にわたり行った研究はない。

本研究で行った路面補修前のモニタリング期間は、2007年1月1日～2009年5月19日までの約2年間5ヶ月、補修後のモニタリング期間は2009年

5月20日～2010年5月19日までの約1年間とした。時間間隔は100Hzで計測を行い、1日のデータ転送量は360MB程度（転送時間：20～30分程度）である。1ファイルを16384個のデータ（100Hzサンプリング）とし、分割保存して、全時刻歴データをモニタリングした。

7. 走行荷重群の荷重推定

加速度や応力度などの橋梁の応答値をモニタリングする場合、橋梁を加振する荷重を把握できれば、それらの1対1の対応を考察できる。

これまで、様々な車両の軸重推定手法^{11)～15)}が提案されているが、本研究では橋梁の振動モニタリングとして、大型車と連成振動を起こしている3Hzのたわみ1次振動を励起させる走行荷重を推定する方法を考えた。常時の交通状況は、単独車両による走行とは限らず、並走や連行走も考えられ、それらの荷重により、たわみ1次振動を励起させている。そこで、本研究では、たわみに伴う曲げひずみから橋梁上における走行荷重群の荷重を推定した。

(1) 推定手法

本研究において用いた走行荷重群の荷重推定方法は、たわみ変形を生じる曲げひずみを計測することにより、橋梁を一つの量りとして、走行荷重を推定するものである（図-12参照）。ひずみ計測点（3地点、図-7参照）は、主桁支間中央における各車線（第1走行、第2走行、追越）の左車輪位置にあり、主桁におけるひずみ値をこの3箇所の主桁ひずみで代表させている。

計測されるひずみ波形は、振動成分が含まれているため、1.0Hzのローパスフィルタを施し、動的成分を除去して準静的な時刻歴ひずみ波形を作成する。このフィルター処理された3地点の時刻歴ひずみ波形を足し合わせ、その波形に対して換算係数を掛けることにより、橋梁上に存在する走行荷重群を時刻歴波形のまま推定する簡易なものである。ここで、推定される走行荷重群は、たわみ変形に伴い生じる支間中央のひずみ波形を形成する荷重群であり、単独走行とは限らない。

一例として、図-12のように、追越車線に3軸トラック、第1走行車線にセミトレーラが走行しているときの各車線下のひずみ波形（1.0Hzのローパスフィルタを施したもの）とそれらを足し合わせた波形を図-13(a)に示す。これに換算係数を掛け合わせた荷重波形を図-13(b)に示す。このように並走した

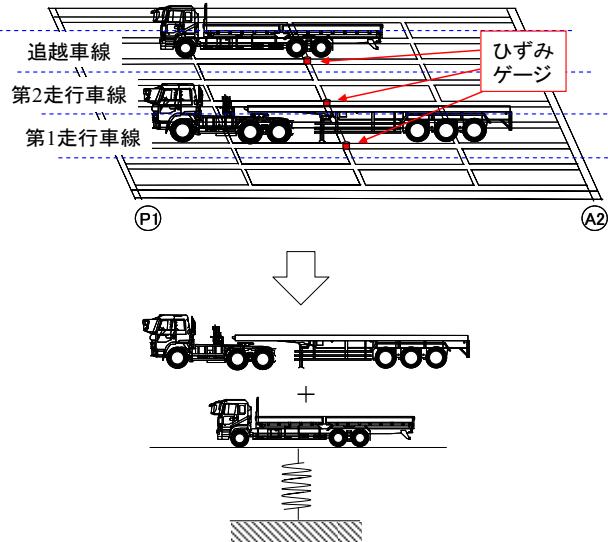
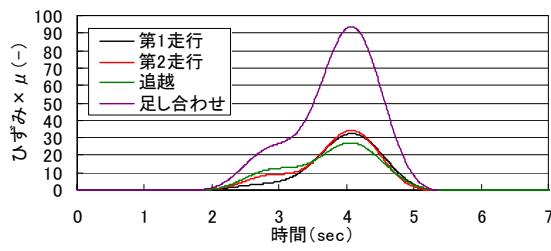
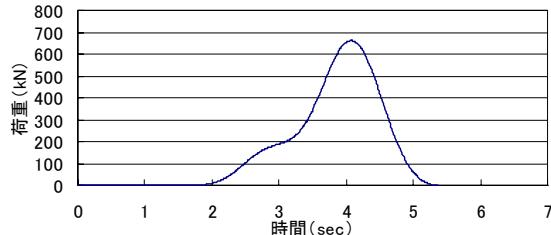


図-12 走行荷重の推定方法の概念図



(a) 各測点のひずみと足し合わせ波形



(b) 重ね合わせ波形に換算係数を掛けた荷重推定波形

図-13 走行荷重の推定方法

場合、4sec付近の大きな振幅がこれらの荷重として記録される。なお、車軸長や走行速度の違いにより、大きな1つの振幅を有した山型の波形にはならない場合があるが、その場合、極値を調べ、極大値となっていれば荷重の振幅として記録した。この例の場合、3sec付近にも小さな荷重振幅が見られるが、極値を調べた結果、極値になっていたため、1つの走行荷重として記録した。また、並走や車両間隔などの関係から2つの極値をとった場合は、それぞれの極値を走行荷重として記録した。

この手法を用いることにより、どの程度の軸重を有した車両が、どの車線を、どの程度の車間間隔で走行しているのかを追及することなく、たわみに伴う曲げ振動を生じさせる走行荷重群を推定することができる。

表-3 試験車の実荷重と推定荷重（単位:kN）

(a) 各試験車の実荷重

		補修前		補修後	
		前輪	後輪合計	前輪	後輪合計
T1(トラクタ)	前輪	65.76	67.33		
	後輪合計	98.59	94.57		
T1(セミトレーラ)	3軸合計	247.25	248.43		
	前輪	64.39	62.92		
T2(トラクタ)	後輪合計	163.56	160.13		
	3軸合計	186.30	191.20		
T3(セミトレーラ)	前輪	63.41	62.33		
	後輪合計	159.05	159.94		
T4(3軸トラック)	3軸合計	192.86	191.88		
	前輪	72.13	57.82		
	後輪合計	170.03	182.57		

(b) 各走行ケースにおける実荷重と推定荷重

走行ケース		補修前			補修後			
		推定荷重	実荷重	誤差	推定荷重	実荷重	誤差	
ケース7	T1+T4	677.70	653.76	0.04	656.26	650.72	0.01	
		667.97	653.76	0.02	661.48	650.72	0.02	
					655.48	650.72	0.01	
ケース5,6	T2+T3	855.63	829.57	0.03	819.79	828.39	-0.01	
		795.24	829.57	-0.04	823.25	828.39	-0.01	
		856.12	829.57	0.03	772.03	828.39	-0.07	
		807.59	829.57	-0.03	807.23	828.39	-0.03	
		812.59	829.57	-0.02	771.18	828.39	-0.07	
ケース3,4	T1	398.04	411.60	-0.03	383.93	410.33	-0.06	
		438.40	411.60	0.07	423.86	410.33	0.03	
		437.06	411.60	0.06	431.20	410.33	0.05	
					420.69	410.33	0.03	
		246.85	242.16	0.02	238.78	240.39	-0.01	
ケース1,2	T4	269.50	242.16	0.11	257.01	240.39	0.07	
		285.30	242.16	0.18	262.59	240.39	0.09	
		247.07	248.92	-0.01	238.74	240.39	-0.01	
		251.99	248.92	0.01				
		281.92	248.92	0.13				
		263.41	248.92	0.06				
		406.72	421.40	-0.03				
		450.04	421.40	0.07				
		450.74	421.40	0.07				

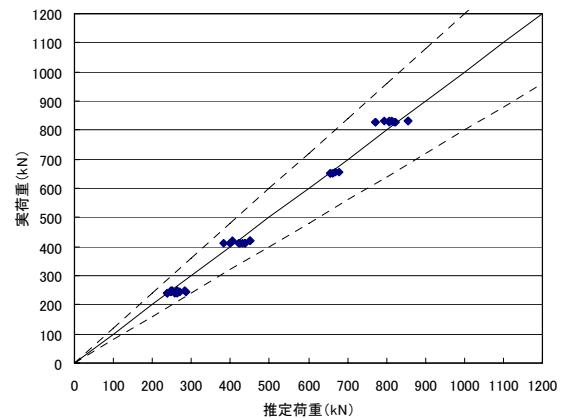


図-14 実荷重と推定荷重の関係

(2) 推定精度

試験車走行実験に用いた各試験車の実荷重を表-3(a)に示す。また、実験では様々な組み合わせで走行実験（図-6 参照）を行っており、それらの車両の組み合わせによる走行荷重群としての実荷重と推定荷重の比較を表-3(b)にまとめた。図-14は、表-3(b)をグラフ上にプロットしたものである。なお、図中の点線は±20%を示す。

5章で述べたように、補修前の3軸トラック（試験車T4）が走行した時のみ車両と橋梁との連成振動が大きかったため、それらの影響が多少見られたが、相関係数は0.9957となっており、十分な精度があると判断した。また、各試験車の組み合わせにより、4パターンの走行荷重群を作成したところ、800kN程度の大きな荷重に対しても十分推定でき、実荷重と推定荷重には線形関係が成り立っていることがわかった。

そこで、ひずみ値から荷重への換算係数は、これらの試験車走行による結果から $7.055\text{kN}/\mu$ とした。本研究では3箇所のひずみ波形を単純に足し合わせているが、平均させた場合でも換算係数を変えるだけで推定が可能である。以後、走行荷重群としての荷重のことを載荷荷重と呼ぶことにする。

8. 路面の補修前後におけるモニタリング

対象橋梁は3車線を有しており、2007, 2008および2009年の年平均日交通量は45293, 36308および36192台/日、大型車混入率は37, 34および29%の非常に交通量の多い状況である。そこで、普通車も含めたすべての車両を評価対象にするのではなく、対象橋梁に大きな加振力を与える大型車両による走行荷重群の荷重（たわみに伴う曲げ振動を生じさせる橋梁上での載荷荷重）を評価対象にすることにした。そのため、本研究では、載荷荷重100kN以上の大型車を確実に評価できるようするため、各車線で計測されたひずみ 5μ 以上（応力 0.155N/mm^2 以上）の値を分析対象とした。

(1) 卓越振動数と減衰定数

対象橋梁の支間中央では、たわみ1次振動、ねじり1次振動に加えて10Hz付近に高次モードの卓越振動を確認できたが、當時では、大型車両との連成振動により、たわみ1次振動の3Hzが大きく卓越していた。

そこで本研究では、3Hz付近のたわみ1次振動に着目し、その振動数と減衰定数の関係を路面の補修前後1年ずつまとめたものを図-15に示す。

このデータは、橋梁上に載荷荷重がない2秒以上の減衰自由振動波形（支間中央の追越車線側の加速度（図-7参照））に対してERA¹⁶⁾（100Hzサンプリングのデータから少なくとも200個以上のデータを用いてハンケル行列を作成し、その行と列のサイズを3:1とした。）を用いて卓越振動数および減衰定数を算出したものであり、1日に8回、3時間

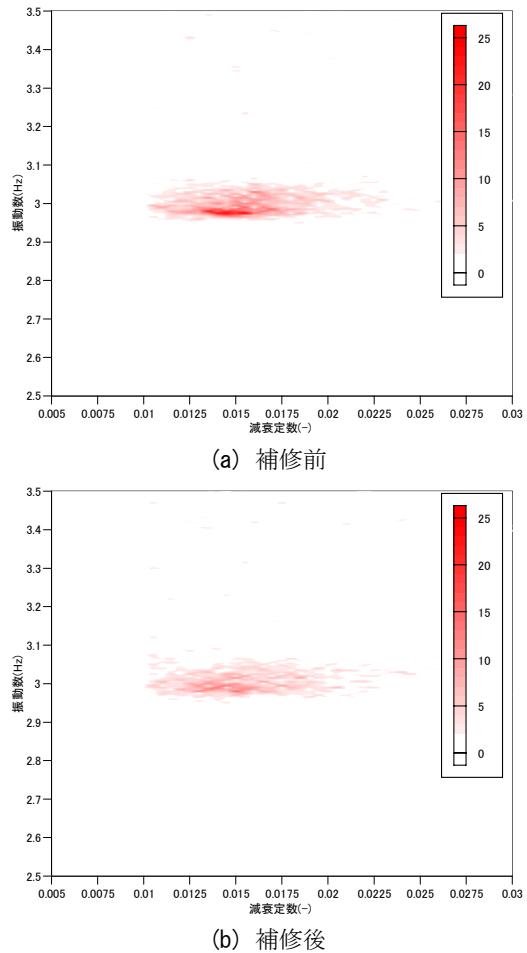


図-15 たわみ1次振動の卓越振動数とモード減衰定数

に1回ずつ分析を行った。図中の濃淡色は、振動数を分解能（分割間隔）0.005Hz、減衰を分解能0.0005に分割し、モニタリングした振動数と減衰の組み合わせを上記の分割した区分ごとにカウントしたものである。

これより、たわみ1次振動は、補修前において振動数2.975Hz（平均3.009Hz、標準偏差0.08Hz）、減衰定数0.0145～0.0155（平均0.016、標準偏差0.004）に最も多く分布していた。一方、補修後では、振動数2.980Hz（平均3.014Hz、標準偏差0.09Hz）、減衰定数0.015（平均0.017、標準偏差0.004）に最も多く分布しており、補修前後において振動特性の大きな変化は見られなかった。

また、試験車走行実験から補修前におけるたわみ1次振動の減衰定数は0.018～0.022、補修後では0.017～0.025となっていた。當時のモニタリングにより得られた減衰定数は、走行実験により得られた減衰定数の下限側になっていた。

(2) 走行荷重群の荷重特性（載荷荷重特性）

先に述べた荷重推定方法を用いて、路面補修前2年5ヶ月および補修後1年における日々の最大載荷

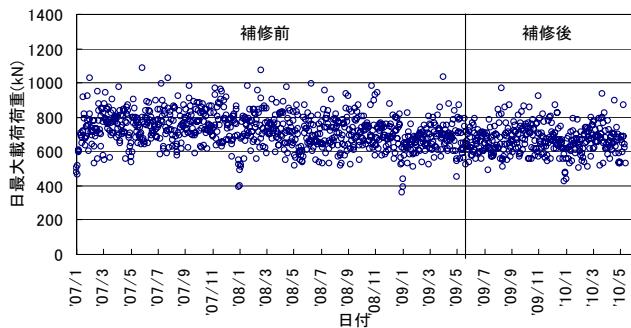


図-16 日最大載荷荷重
(補修前:2年5ヶ月, 補修後:1年)

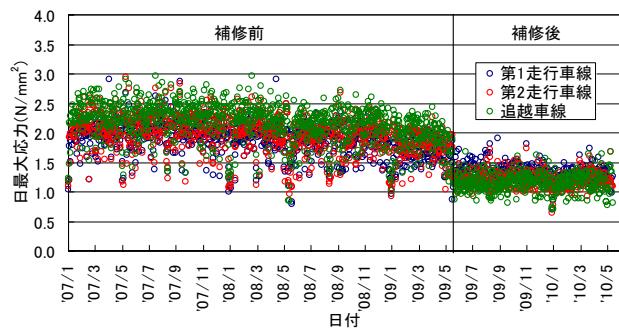


図-18 日々の最大応力度
(補修前:2年5ヶ月, 補修後:1年)

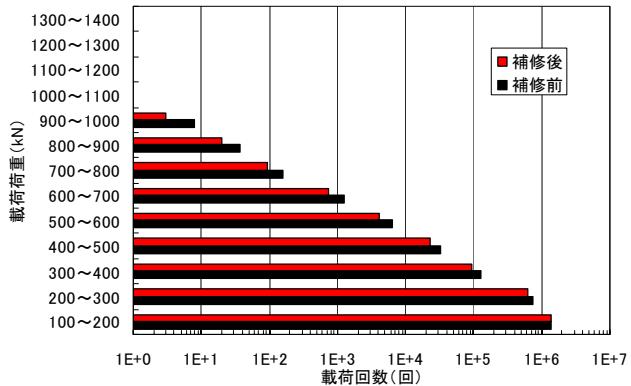


図-17 載荷荷重の頻度分布(補修前:1年, 補修後:1年)

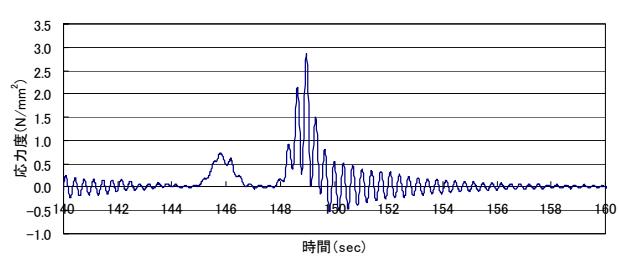
荷重を図-16 にまとめた。

これより、たわみに伴う曲げひずみを与える1日ごとの最大載荷荷重は、補修前後ともに概ね500～1000kNの範囲に分布している。補修前の最大値は1088kN、補修後は967kNであり、補修前の平均値は721kN、補修後は666kNであった。モニタリング期間に計測された最大載荷荷重は、設計活荷重の半分程度となる1150kNを超えていなかった。

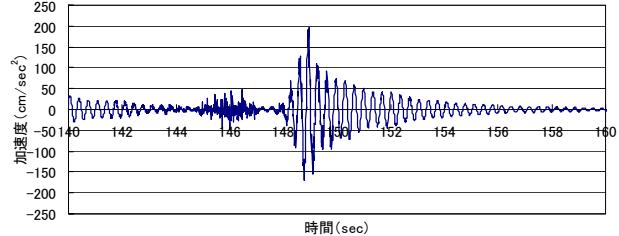
つぎに、路面の補修前後1年ずつにおいて、載荷荷重の頻度分布を図-17にまとめた。これより、補修前後1年ともに最も頻度の多い載荷荷重は、100～200kNであることがわかる。これは、単独によるものか、並走および連行によるものか明らかではないが、大型車の空車または積載車の単独走行によるものと考えられる。また、2番目に頻度の多かった載荷荷重は、200～300kNであり、245kN車両などの積載車による分布と考えられる。

(3) 応力度

5章で述べた試験車走行実験において、最大応力度を記録したケースは、セミトレーラ2台が第1走行車線および第2走行車線を並走した時(ケース5)の第2走行車線の主桁下面で 2.0N/mm^2 (図-10(b)参照)であった。



(a) 応力度(第1走行車線)



(b) 加速度(第1走行車線)

図-19 最大応力度を観測した時の応答波形

これに対して、路面補修前2年5ヶ月および補修後1年において得られた、1日ごとの主桁下面の最大応力度を図-18に示す。

補修前2年5ヶ月の結果から、日最大応力度の最大値(3車線の平均)は 2.9N/mm^2 であり、日最大応力度の平均値(3車線の平均)は 2.0N/mm^2 であった。概ねセミトレーラ2台並走による試験走行実験の結果(図-10(b)参照)とこの平均値が一致していた。

一方、補修後1年の結果から、日最大応力度の最大値(3車線の平均)は 1.8N/mm^2 程度であり、日最大応力度の平均値(3車線の平均)は 1.2N/mm^2 程度であった。補修前後の平均値で比較すると補修により日最大応力度は40%低減している。

最大応力度を記録した一例として、2007年9月12日、5時41分に第1走行車線において観測された応答波形を図-19に示す。これより、応力度 3.0N/mm^2 、加速度 200cm/sec^2 の振幅が記録されて

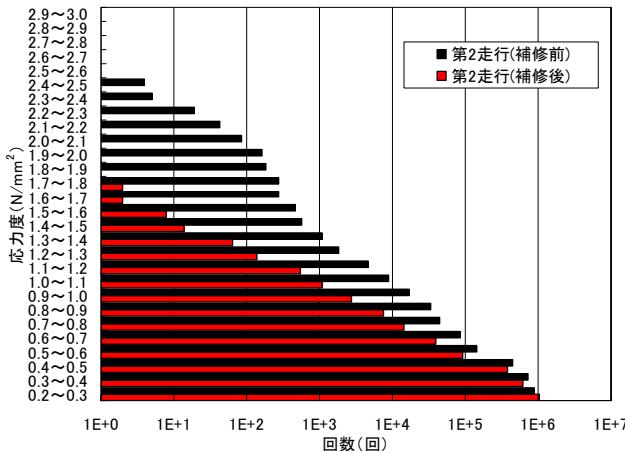


図-20 応力度の頻度分布(補修前:1年, 補修後:1年)

おり、いずれも 3.0Hz のたわみ 1 次振動により主桁の振動振幅が大きく増幅している。このときの推定載荷荷重は 984.4kN であり、比較的重量の重い載荷荷重により加振された結果として生じたものである。

つぎに、第 2 走行車線を対象として、路面補修前後 1 年ずつの各応力振幅の頻度分布を図-20 にまとめた。これより、補修前後ともに頻度の多かった応力度振幅は $0.2\sim0.3\text{N/mm}^2$ であった。路面補修後では 1.8N/mm^2 以上の応力振幅が発生しておらず、補修前に比べて応力振幅 $0.2\sim0.3\text{N/mm}^2$ の頻度が増加していた。

以上のモニタリング結果を踏まえて、設計の観点から考察する。対象橋梁は、TT-43 荷重に対して許容応力度法で設計されており、詳細設計の計算結果から、活荷重によって生じる主桁下縁の応力度は約 6.6N/mm^2 である。補修前のモニタリング期間中の最大応力度および日最大応力度の平均値は、 3.0N/mm^2 および 2.0N/mm^2 であり、設計時の活荷重による応力度の約半分程度および約 $1/3$ 程度であった。したがって、設計の観点からは、特に問題ないと判断した。しかし、このような路面による応力度の増幅は、対象橋梁特有の結果ではなく、他の橋梁でも起こり得るものであるため、注意が必要である。

このような事象をモニタリングする場合、交通状況による傾向を把握するだけであれば、交通量との関係から、短くて 1 週間程度、温度による季節変動を考慮するのであれば 1 年程度のモニタリングが必要と考えられるが、今回のように異常振動を監視することを目的とする場合には 1 年以上の長期的な観測が必要と考える。

(4) 動的増幅応力

路面補修前 2 年 5 ヶ月および補修後 1 年における主桁下面での 1 日ごとの動的増幅応力の最大値を

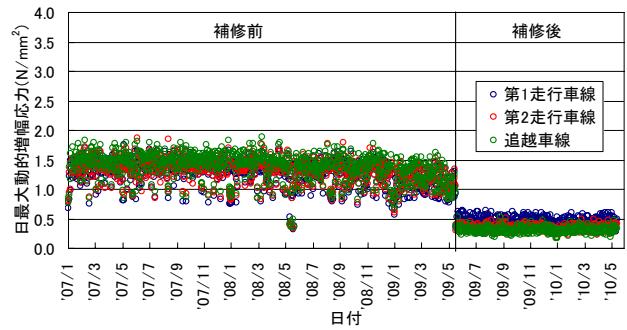
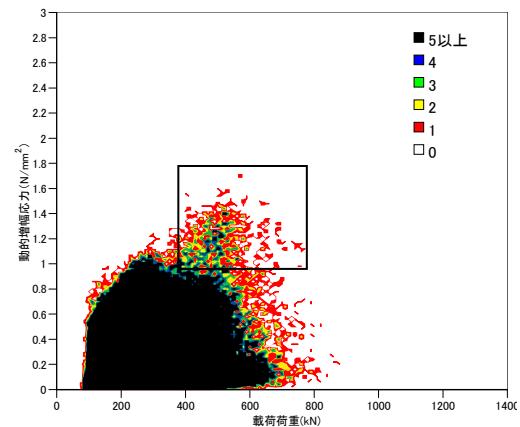
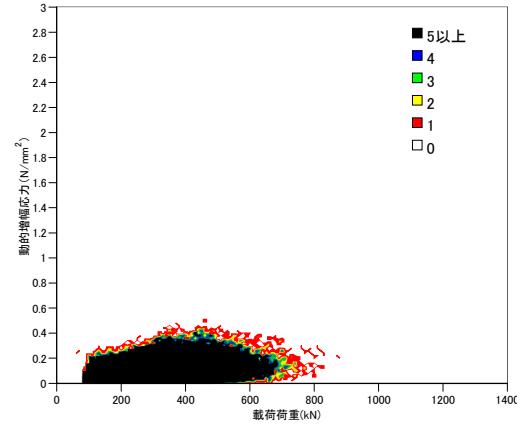


図-21 日々の最大動的増幅応力
(補修前:2年5ヶ月, 補修後:1年)



(a) 補修前 (1年分)



(b) 補修後 (1年分)

図-22 動的増幅応力と載荷荷重の関係

図-21 にまとめた。

補修前 2 年 5 ヶ月のモニタリング結果から、日最大動的増幅応力の最大値および平均値（3 車線の平均）は 1.84N/mm^2 および 1.32N/mm^2 であり、補修後 1 年の結果は、 0.56N/mm^2 および 0.37N/mm^2 であった。補修前後の平均値で比較すると日最大動的増幅応力は補修により 70% 低減した。

つぎに、この日最大動的増幅応力を発生させた載荷荷重との関係について調べるため、補修前後 1 年ずつの計測結果を図-22 に示す。なお、図中の濃淡

色は、動的増幅応力を 0.02N/mm^2 ごと、載荷荷重を 10kN ごとに分割して、動的増幅応力と載荷荷重との組み合わせによる頻度を上記の分割区分ごとにカウントしたものである。

これより、補修前において、日々の最大動的増幅応力は、 $400\sim800\text{kN}$ の載荷荷重（図-22(a) 四角部分参照）が大きな領域で大きな動的増幅応力が発生していることが明らかとなった。図-19 で挙げた一例のように、比較的大きい荷重群の車両振動と周期性路面および橋梁との連成振動により応力度が増幅していたことになる。

これに対して路面補修後では、車両と橋梁との連成振動が小さくなり、図-22(b)に示すように動的増幅応力が大きく低減し、どの載荷荷重領域においても平均的な動的増幅応力になった。

(5) 動的増幅率

動的増幅率（DIF-1）⁸⁾は動的増幅応力を準静的応力で除し、準静的応力の何倍が動的な応力として作用しているのかを表すものであり、載荷荷重が設計活荷重相当であった場合、設計で用いる衝撃係数の意味をもつことになる。

路面の補修前 2 年 5 ヶ月および補修後 1 年において、1 日ごとの動的増幅率（DIF-1）の最大値をプロットしたものを図-23 に示す。これより、路面補修前の各車線の最大値は $5.5\sim5.9$ 、平均値は $3.5\sim3.7$ であった。一方、路面補修後の各車線の最大値は $1.8\sim2.0$ 、平均値は $0.9\sim1.0$ であった。

つぎに、この動的増幅率を生じさせた載荷荷重を調べるために、路面補修前後 1 年ずつにおける載荷荷重と動的増幅率（DIF-1、第 2 走行車線下のひずみから算出）の関係を調べ、図-24 に示した。なお、図中の濃淡色は、動的増幅率を 0.1 ごと、載荷荷重を 10kN ごとに分割して、動的増幅率と載荷荷重との組み合わせによる頻度を上記の分割区分ごとにカウントしたものである。

これより、補修前後において、日々の動的増幅率として最も頻度が多かった載荷荷重と動的増幅率の組み合わせは、補修前において載荷荷重 170kN 、動的増幅率 0.2 、補修後において載荷荷重 170kN 、動的増幅率 0.1 であった。

つぎに、図-25 に示すように、図-24 における載荷荷重や動的増幅率が大きい領域で、頻度の少ない分布域に着目した。この図から、補修前後ともに各載荷荷重における動的増幅率（DIF-1）の最大値は、載荷荷重が大きくなるにつれて小さくなる右下がりの反比例の関係になっている。

図-22 で示したように、 3Hz 付近に後輪ばね上振

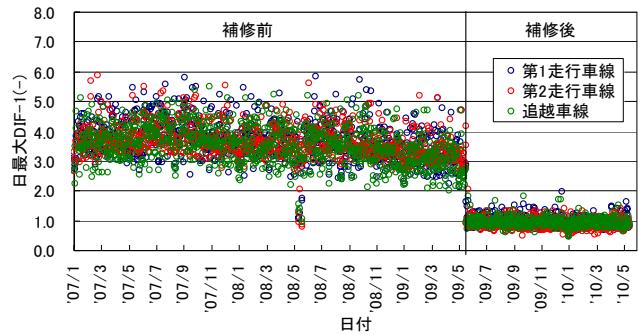
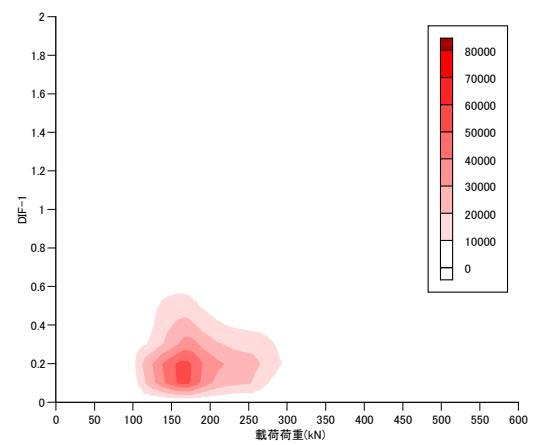
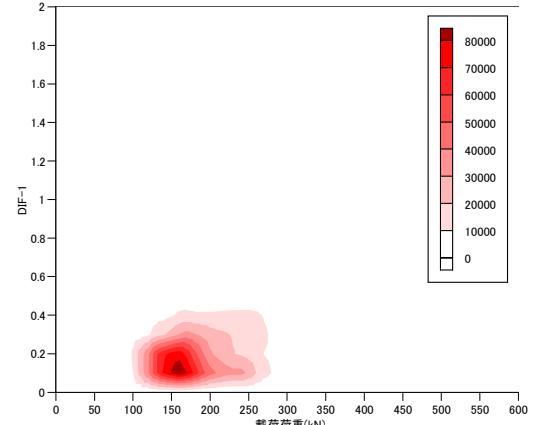


図-23 日々の最大動的増幅率（DIF-1）

（補修前:2 年 5 ヶ月、補修後:1 年）



(a) 補修前（1年分）

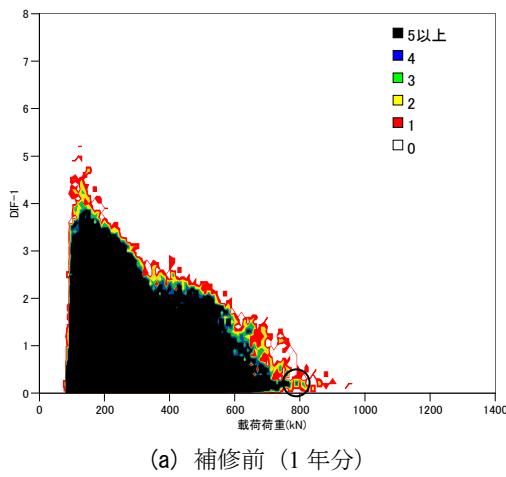


(b) 補修後（1年分）

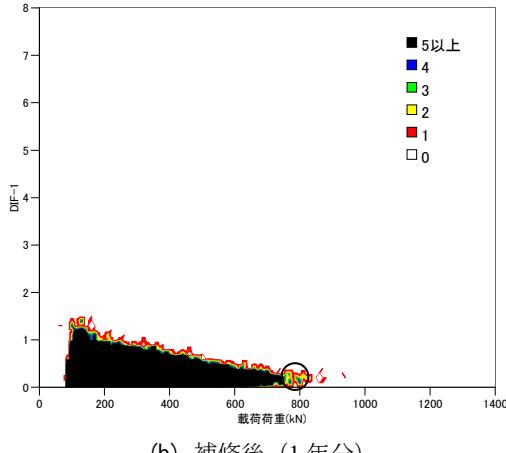
図-24 動的増幅率（DIF-1）と載荷荷重（0-600kN）

動を有した、 $400\sim800\text{kN}$ の走行荷重群により、車両、周期性路面および橋梁の連成振動が生じ、主桁において大きな動的増幅応力が発生していた。しかしながら、準静的応力で除した図-25 の動的増幅率で見た場合、各載荷荷重における動的増幅率（DIF-1）の最大値は右下がりの分布になっていることから、動的増幅率の分母にあたる準静的応力、すなわち、橋梁上に存在する走行荷重群の載荷荷重の影響が大きいことがわかる。

また、路面補修前後ともに 800kN 付近（図中黒



(a) 補修前 (1年分)



(b) 補修後 (1年分)

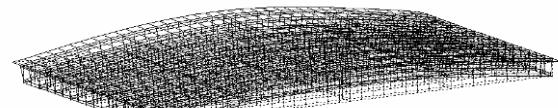
図-25 動的増幅率 (DIF-1) と載荷荷重 (0-1400kN)

丸部分) では動的増幅率 (DIF-1) が 0.0~0.2 に多く分布していることから、周期性路面の影響よりも上述した走行荷重群の載荷荷重の影響の方が大きいことがわかる。すなわち、周期性路面の影響が橋梁に対して大きくて動的増幅率の観点から見ると、橋梁の動的応答は、橋梁上に存在する走行荷重群の載荷荷重に支配されている。

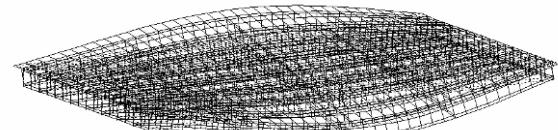
対象橋梁に対して長期モニタリングを実施した結果、周期性路面を有した橋梁が大きな振動を生じていても主桁が受ける動的な影響としては、設計衝撃係数 0.16 (L :荷重, $10/(25+37.47)=0.16$) を考慮していれば問題ないことが明らかになった。

9. 振動解析

周期性を有した路面が橋梁に与える動的な影響として、路面凹凸の波長と車両の走行速度をパラメータとした振動解析を行うことにより、主桁の動的増幅率に対する路面凹凸の波長と車両の走行速度との関係を明らかにする。



(a) たわみ 1 次振動 2.9Hz



(b) ねじり 1 次振動 3.4Hz

図-26 振動モード図

(1) 固有振動解析

解析モデルは、斜角を忠実にモデル化し、床版をシェル要素、主桁と中間横桁のウェブをシェル要素、下フランジを梁要素とした。なお、各要素部材での中立軸のくい違いは、剛部材を用いて考慮した。地覆、壁高欄は、梁要素でモデル化し、剛性および質量を考慮した。また、舗装の剛性は無視し、質量のみ考慮した。支承条件としては、現橋のゴムパッド支承を考慮し、橋軸方向の可動側 (P1 側) を 3.43×10^5 kN/m、固定側 (A2 側) を 3.43×10^7 kN/m のばねでモデル化した。また、橋軸まわりおよび橋軸直角軸まわりに関する回転は可動とした。

つぎに、解析モデルにおける固有振動特性の妥当性を調べるために、固有振動解析を行った。固有振動解析の結果から得られた振動モード図を図-26 に示す。たわみ 1 次振動数は 2.9Hz、ねじり 1 次振動数は 3.4Hz の結果を得た。これより、実測の振動数 (たわみ 1 次振動数: 2.9~3.0Hz、ねじり 1 次振動数: 3.4~3.6Hz) に近い値を得ることができ、実橋を表現できる解析モデルを構築できた。

(2) 車両走行シミュレーション

車両走行シミュレーションでは、Newmark β 法 (時間間隔 0.01sec, $\beta=1/4$) による直接積分法を用いて各測点の応答値を算出した。減衰は、走行実験において得られた、たわみ 1 次振動およびねじり 1 次振動の振動数とそれらのモード減衰定数としてそれぞれ 2% を用いて Rayleigh 減衰を仮定した。

車両モデルは、図-27 に示すようにリーフサスペンションを有した 3 軸トラックの試験車両をモデル化した。また、この車両モデルの諸元を表-4 にまとめた。

解析値の妥当性を確認するため、実験と同じように第 2 走行車線を 3 軸トラックの試験車が 80km/h で走行したときの補修前後における応力度波形 (第

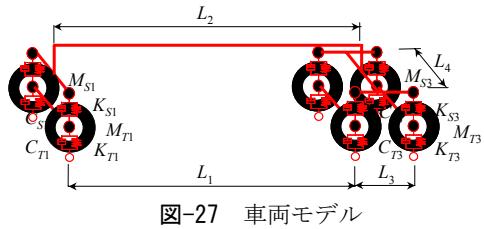


図-27 車両モデル

表-4 車両モデル（試験車両）の諸元

項目	記号	単位	数値
全体	車両総重量	kN	248.92
	前輪-後輪前軸間	m	5.83
	前輪-後輪中心間	m	6.49
	後輪後軸間	m	1.32
	左右車輪間	m	1.94
前輪	ばね上質量	$\text{kN}/(\text{m/sec}^2)$	3.26
	ばね上ばね定数	kN/m	441.00
	ばね上減衰係数	$\text{kN}/(\text{m/sec})$	2.94
	ばね上振動数	Hz	1.74
	ばね下質量	$\text{kN}/(\text{m/sec}^2)$	0.73
	ばね下ばね定数	kN/m	3430.00
	ばね下減衰係数	$\text{kN}/(\text{m/sec})$	9.80
	ばね下振動数	Hz	11.61
	ばね上質量	$\text{kN}/(\text{m/sec}^2)$	3.41
後輪	ばね上ばね定数	kN/m	1666.00
	ばね上減衰係数	$\text{kN}/(\text{m/sec})$	5.88
	ばね上振動数	Hz	2.84
	ばね下質量	$\text{kN}/(\text{m/sec}^2)$	0.95
	ばね下ばね定数	kN/m	3430.00
	ばね下減衰係数	$\text{kN}/(\text{m/sec})$	9.80
	ばね下振動数	Hz	11.85

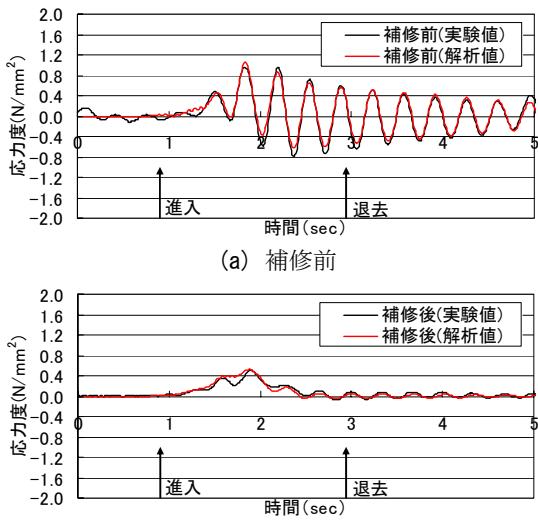


図-28 実験と解析の応力度

2 走行車線下) を実験と解析で比較し、図-28 に示した。なお、この際に用いた路面凹凸は、図-4 に示した実橋での補修前後における第 2 走行車線の路面凹凸データを用いた。

これより、実橋の応力状態を再現できたことから、実際の路面凹凸を用いて本シミュレーションを行うことにより、橋梁振動および車両振動の再現が可能となった。また、路面凹凸の波長による影響を解析上で検討することができる。

実橋では、伸縮継手近傍の路面凹凸の周期性の影

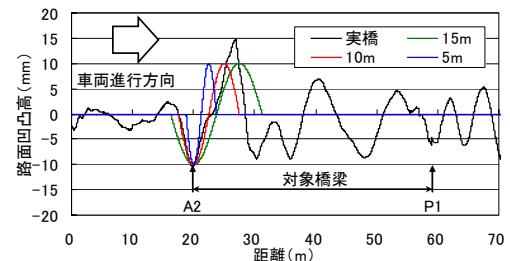


図-29 ジョイント近傍の路面のモデル化

(例：波長 5m, 10m, 15m の場合)

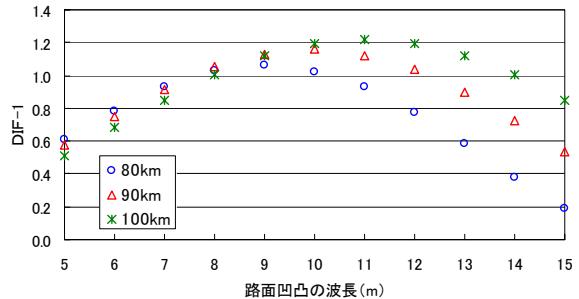


図-30 路面凹凸の波長と動的增幅率の関係

響が大きく、この伸縮継手近傍の路面凹凸により加振された車両と橋梁との連成振動が問題となっていたことから、解析上では伸縮継手近傍における路面凹凸のみをモデル化し、その波長および車両の走行速度を変化させて車両走行シミュレーションを行うことにした。

路面凹凸のモデル化は、実測された第 2 走行車線の路面凹凸をもとに図-29 に示すように伸縮継手近傍のみモデル化し、その波長を 5~15m まで 1m ずつ変化させた。なお、車両の走行速度により、応答特性が変化するものと考えられ、車両モデルの走行速度は 80, 90, 100km/h の 3 ケースで解析を行った。その結果として、支間中央の第 2 走行車線下の応力度から得られた動的增幅率を図-30 に示す。

これより、ジョイント近傍のみをモデル化した路面凹凸であるが、その波長を 5~15m まで 1m ずつ変化させたところ走行速度 80km/h では波長 9m を最大として波長 8~10m で動的增幅率が 1.0 程度、走行速度 90km/h では波長 10m を最大として波長 9~11m で 1.1 程度、さらに走行速度 100km/h では波長 11m を最大として波長 10~12m で 1.2 程度であった。走行速度の増加とともに動的增幅率が 1.0 を超える波長領域が長くなっていることがわかる。すなわち、走行速度 80km/h~100km/h で走行した場合、走行速度の増加とともに車両のばね振動を大きく加振する波長領域が増え、主桁の動的增幅率も大きくなることが明らかとなった。

10. まとめ

本研究で対象とした橋梁では、第2走行車線の伸縮継手付近の路面凹凸が10m程度の周期性を有していた。この周期性の路面凹凸の影響により、大型車両のばね上振動が増幅され、さらにその状態で橋梁上を走行することにより、車両と橋梁の連成振動が生じ、主桁に大きな動的応力が生じていた。試験車両を用いた走行実験、一般車走行による補修前後のモニタリングから、周期性路面が橋梁に及ぼす影響について明らかにした。

また、解析的なアプローチとして、車両走行シミュレーションを行い、解析上で伸縮継手近傍における路面凹凸の波長や車両の走行速度を変化させた場合、周期性路面が橋梁に及ぼす動的な影響について解析からも検討した。

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- 1) 補修前において、周期性路面を有していた第2走行車線のIRIは、縦断方向の凹凸に対する補修目標値IRI:3.5mm/mを超過していた。また、路面補修により、IRIの低減が明らかであった。
- 2) 路面の補修前後において、試験車を用いた様々な走行パターンによる橋梁の応答の変化について調べた。その結果、動的増幅率としては、3軸トラックが第2走行車線を走行したケースが最も大きかった。
- 3) 橋梁のたわみに伴う曲げひずみから走行荷重群の載荷荷重を推定する方法を考案し、推定精度が十分あることを確認した。
- 4) 対象橋梁のたわみ1次振動は、補修前において振動数2.975Hz、減衰定数0.0145～0.0155に最も多く分布していた。一方、補修後では、振動数2.980Hz、減衰定数0.015に最も多く分布しており、補修前後において振動特性の大きな変化は見られなかった。
- 5) 日最大載荷荷重は、補修前後ともに概ね500～1000kNの範囲に分布していた。補修前の平均値は721kN、補修後は666kNであった。モニタリング期間に計測された最大載荷荷重は、設計活荷重の半分程度となる1150kNを超えていなかった。また、頻度の多い載荷荷重は、100～200kNであった。
- 6) 補修前の日最大応力度の平均値は2.0N/mm²であり、概ねセミトレーラ2台並走による試験走行実験の結果と一致していた。一方、補修後の日最大応力度の平均値は1.2N/mm²程度であった。補修前後の平均値で比較すると補修により日最大応力度は40%低減した。
- 7) 日々の最大動的増幅応力は、載荷荷重が大きな領域(400～800kN)で大きな動的増幅応力が発生していることが明らかとなった。これより、比較的大きい走行荷重群の車両と周期性路面および橋梁との連成振動により応力度が増幅していた。これに対して路面補修後では、車両と橋梁との連成振動が小さくなり、動的増幅応力が大きく低減し、どの載荷荷重領域においても平均的な動的増幅応力になった。
- 8) 補修前後において、日々の動的増幅率として最も頻度が多かった載荷荷重と動的増幅率の組み合わせは、補修前において載荷荷重170kN、動的増幅率0.2、補修後において載荷荷重170kN、動的増幅率0.1であった。
- 9) 補修前の最大動的増幅応力は400～800kNの載荷荷重により発生していたが、各載荷荷重における動的増幅率(DIF-1)の最大値は、右下がりの反比例の関係になっていた。また、路面補修前後ともに800kN付近では動的増幅率(DIF-1)が0.0～0.2に多く分布していた。したがって、このような載荷荷重が大きな領域での動的増幅率は、周期性路面の影響よりも橋梁上に存在する走行荷重群の載荷荷重に支配されていることがわかった。
- 10) 解析上で伸縮継手近傍における路面凹凸の波長および走行速度を変化させて車両走行シミュレーションを行った結果、走行速度80km/h～100km/hで走行した場合、走行速度の増加とともに車両のばね振動を大きく加振する波長領域が増え、主桁の動的増幅率も大きくなることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 室井智文、薄井王尚、樋山好幸、深田宰史、梶川康男、幸田信則：伸縮継手付近の路面凹凸の影響を受けた大型車両とPC桁橋の振動特性、構造工学論文集、Vol.54A, pp.171-180, 2008.3.
- 2) 梶川康男、深田宰史、林下貴彦、山田健太郎、小塩達也：サスペンション構造が異なった車両走行による高架橋の振動特性、構造工学論文集、Vol.50A, pp.413-420, 2004.
- 3) Green, M. F., Cebon, D. and Cole, D. J.: Effects of vehicle suspension design on dynamics of highway bridges, *Journal of Structural Engineering*, Vol.121, No.2, pp.272-282, 1995.
- 4) 広井智、樋山好幸、讃岐康博、岡田裕、兼澤秀和：路面プロファイル測定システムの開発、土木学会年次学術講演会概要集、V-067, 2009.9.

- 5) Sayers, M. W. (笠原篤, 関口幹夫, 加藤昌太郎 訳) :
道路縦断プロファイルからの IRI の算出 (上), 補装, Vol.31, No.7, pp.21-27, 1996.7.
- 6) Sayers, M. W. (笠原篤, 関口幹夫, 加藤昌太郎 訳) :
道路縦断プロファイルからの IRI の算出 (下), 補装, Vol.31, No.8, pp.12-17, 1996.8.
- 7) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社 : 設計要領 第一集 補装編, p.134, 2007.8.
- 8) 土木学会 : 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, pp.173-175, 2000.1.
- 9) 岡林隆敏, 糸永洋次郎, 木場俊郎, 奥松俊博 : 携帯電話インターネット機能による遠隔振動モニタリングシステムの開発, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.299-307, 2003.3.
- 10) 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観測, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.844-852, 2007.3.
- 11) 小塩達也, 森田俊樹, 深田宰史, 山田健太郎, 梶川康男 : 自動車荷重と橋梁・地盤振動の同期モニタリング, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.395-402, 2004.3.
- 12) 西川和廣, 村越潤, 宮崎和彦 : 橋梁を用いた車両重量の計測 (WIM) システムの開発, 土木技術資料, Vol.38, No.1, pp.8-9, 1996.1.
- 13) 三木千寿, 村越潤, 米田利博, 吉村洋司 : 走行車両の重量測定, 橋梁と基礎, Vol.21, No.4, pp.41-45, 1987.
- 14) 小塩達也, 山田健太郎, 小林直人, 水野良浩 : 鋼I桁橋の縦桁を用いたBridge Weigh-in-Motionシステムの開発, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1083-1091, 2001.3.
- 15) 米田昌弘, 枝元勝哉 : 遺伝的アルゴリズムを適用したBridge Weigh-in-Motionシステム, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.707-718, 2004.3.
- 16) Juang, J. N. and Pappa, R. S.: An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction, *Journal of Guidance*, Vol.8, No.5, pp.620-627, Sept.- Oct., 1985.

(2010. 6. 14 受付)

DYNAMIC RESPONSE OF BRIDGE AFFECTED BY ROAD ROUGHNESS WITH A LONG SPATIAL WAVELENGTH IN MONITORING BEFORE AND AFTER REPAIR

Saiji FUKADA, Tomofumi MUROI, Yoshiyuki MOMIYAMA
and Yasuo KAJIKAWA

Object prestressed concrete bridge with a 37.47m span vibrated greatly due to the resonance of the leaf suspension spring vibration arose from road roughness with the spatial wavelength near the expansion joint, only when the test truck ran in the 2nd slow lane. The bridge dynamic response affects the driver's riding comfort and the load-carrying capacity of the bridge. The monitoring was carried out for two years and five months in order to grasp the dynamic stress of the girders and the total weight of the trucks ordinarily running on the bridge. Moreover, the road roughness with a long spatial wavelength was repaired. After the repair, the same monitoring is continuing currently in order to compare with the data gathered about the dynamic response of the bridge before the repair. This paper describes the results of the dynamic response of the bridge resonated to the trucks' spring vibration arose from road roughness with a long spatial wavelength by monitoring before and after the repair.