

RC 中空床版橋周辺の地盤振動対策と路面評価

Ground vibration measures and road evaluation for the RC hollow slab bridge

浜博和*, 深田宰史**, 阿川清隆***, 岡田裕行****, 梶川康男*****, 樺山好幸*****
Hirokazu Hama, Saiji Fukada, Kiyotaka Agawa, Hiroyuki Okada, Yasuo Kajikawa and Yoshiyuki Momiyama

* (株)フジエンジニアリング, 調査設計部 (〒532-0002 大阪市淀川区東三国 5-5-28)

** 博(工), 金沢大学准教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

*** 西日本高速道路(株), 技術部 橋梁担当専門役 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20 堂島アバンザ 19F)

**** (株)フジエンジニアリング, 調査設計部 (〒532-0002 大阪市淀川区東三国 5-5-28)

***** 工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

***** 博(工), 西日本高速道路エンジニアリング関西(株) (〒567-0032 大阪府茨木市西駅前町 5-26)

The countermeasures work by reinforcing method with overlaid concrete was executed in the object bridge where the ground vibration problem was occurred. By these measures construction, it was confirmed that the ground vibration near the bridge decreased 3-5dB. According to the results of the dynamic response analysis under the running vehicle and the examination, the ground vibrations near the bridge were influenced by the road roughness at the object abutment. Therefore this study investigated the relation between the IRI₁₀ using the road roughness at the abutment and the vibration level of the ground vibration near the bridge.

Key Words: ground vibration, reinforcing method with overlaid concrete, IRI

キーワード: 地盤振動, 上面増厚補強, 国際ラフネス指数

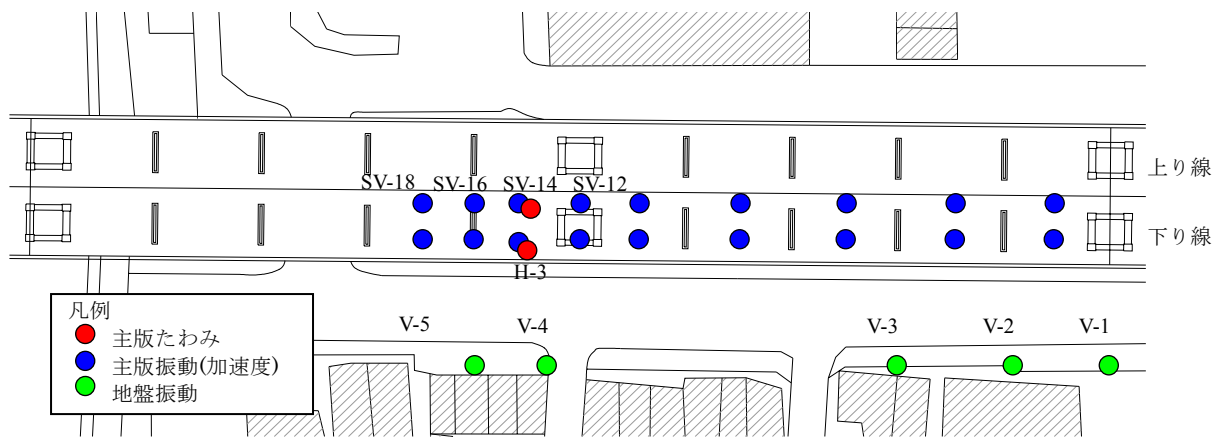
1. はじめに

名神高速道路栗東 IC～尼崎 IC 間は、我が国における初めての高速道路として1963年7月に開通し、以来約48年が経過している。建設当時の国内自動車保有台数は乗用車でわずか230万台、貨物車で468万台であったが、2010年末時点には乗用車が5,790万台、貨物車が1,553万台へと大幅に増加している。また、建設当時は高速道路橋の設計に際して参照すべき要領がなかったことから、従来の技術と組み合わせた新しい設計要領を作り上げていく必要があり、橋梁の設計・施工はドイツのアウトバーン等を参考に手探りで行われた。その後、急速にモータリゼーションは発展したが、建設後半世紀近くたった今日でも、その役割を果たし続けている。

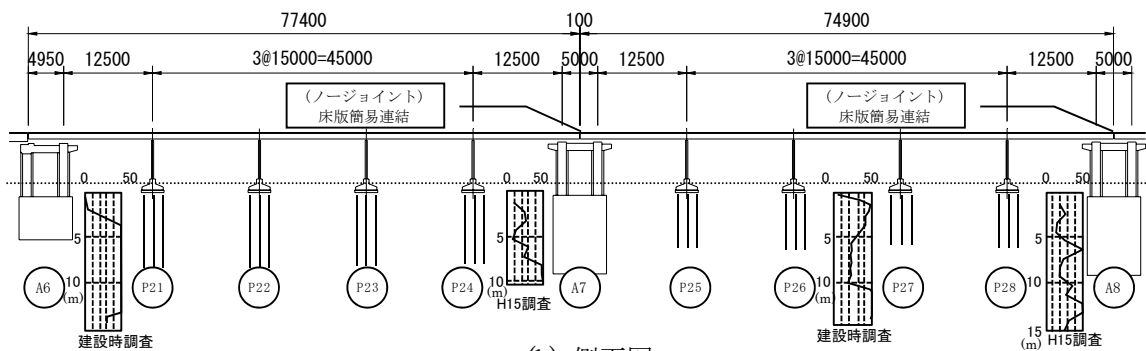
しかし、当時は想定できなかった交通量の増大、車両の大型化、さらには橋梁の老齢化があいまって、橋梁が振動、騒音および低周波音として周辺環境に対して影響を及ぼすようになってきていることも現実

である。このような現状に対して、これまで、橋梁側でのノージョイント化や、延長床版等の低周波音対策¹⁾⁻³⁾や付加減衰機構の設置⁴⁾⁻⁶⁾や支承の構造変更⁷⁾による振動低減対策など様々な研究が行われてきた。しかし、振動や低周波音の発生・伝播メカニズムが複雑であるため、画一的かつ抜本的な対策が確立されていないのが実態である。

そこで本研究では、地盤振動の問題を抱える地域を対象として、主に地盤振動環境の改善を目的とした橋梁の床版上面増厚補強工事⁸⁾⁹⁾(以下「上面増厚」という)を実施し、上面増厚工事前後の振動実験から振動低減効果を確認した¹⁰⁾。また、上面増厚工事による振動改善が、上面増厚によるものか、路面平坦性の改善によるものかを解析的に検証した。さらに、振動発生に対して影響が大きいと考えられる路面凹凸と地盤振動の関係について、国際ラフネス指数(IRI)を用いた路面管理について解析的な検討を行った。

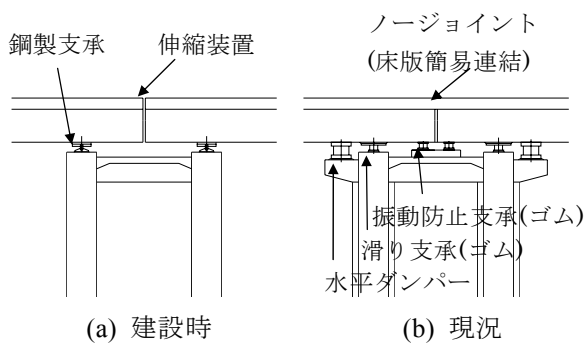


(a) 測定箇所平面



(b) 側面図

図-1 対象橋梁の一般図 (一部) (単位: mm)



(a) 建設時 (b) 現況

図-2 橋台部の構造詳細

表-1 当該橋梁の改築履歴

| 年度(平成) | | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | |
|----------|--------|----------|----|----|----|----|----|----|----|----|----------|----|----|----|----|--|
| 下部 | 耐震補強 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 壁高欄補強 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 上部 | 遮音壁設置 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 床版連結 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 舗装 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 床版上面増厚 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 集中工事規制方法 | | 夜間通行止め規制 | | | | | | | | | 昼夜連続車線規制 | | | | | |

2. 橋梁概要

橋梁上部構造は、支間長 12.5m~15.0m の短いスパンが連続する RC 中空床版橋であり、連続桁の端部は 4 本の柱を有する立体ラーメン橋台、連続桁の中間部はロッカーピアにより支持されている。図-1 に当該橋梁の一般図を示す。図中の橋脚番号のうち A で示したものが立体ラーメン橋台、P で示したものがロッカーピアである。図-1 は対象橋梁のうちの一部を示したものであるが、橋梁全体としては橋長が 995m、立体ラーメン橋台は A1~A14 まで 14 基存在している。なお、ジョイントはすべて立体ラーメン橋台上に設置されている(図-2(a))。このうち、特に振動問題が顕在化したのが A7~A8 橋台周辺である。

立体ラーメン橋台上の支承は、建設当初、柱部の直上に設置されており、桁端部まで 2.5m はカンチレバーで張出し、その先端に伸縮装置が設置されている構造であった。このような構造は名神高速道路の中で初期に建設された栗東~尼崎間で採用されていたが、それ以降に建設された区間では、立体ラーメン橋台は採用されておらず、通常の橋脚構造となっている。基礎構造は、立体ラーメン橋台がケーソン、ロッカーピアは 3 列の杭基礎である。当該地域の地盤は、表層 2.5m 程度までは埋土層を含めた沖積層であるが、それ以深は、砂礫層が主体の段丘堆積層が分布している。P24 橋脚位置における深度約 7m までの N 値は 10~30 程度である(図-1)。こ

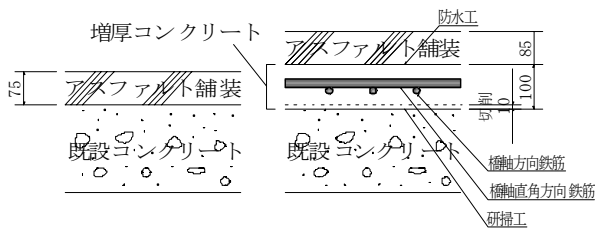


図-3 上面増厚の構造(単位:mm)

のように比較的強固な地盤上に軟弱層が形成される場合、地表に卓越する周波数があり、実験式の一例として式 (1)および式 (2)がある¹¹⁾。深度 7m までの平均的な N 値を 20 とした場合、 v_s は 249.4m、地表層の卓越周波数 T_G は 8.9Hz 程度となる。

$$v_s = 89.8N^{0.341} \quad (1)$$

ここで v_s : 横波伝播速度(m/s) N : N 値

$$T_G = \frac{V_s}{4H} \quad (2)$$

ここで T_G : 地表層の卓越周波数(Hz)

H : 軟弱な地表層の厚さ(m)

当該橋梁は、時代の要請によりその構造が次第に変化している。まず、開通後早期に振動苦情が問題となり、図-2 (a)に示した構造から、図-2 (b)のようにカンチレバーの先端部に振動防止支承が設置された。その後、表-1 に示すように順次改築を行っており、耐震補強により滑り支承および水平ダンパーが設置され、同時期に A7 および A8 では床版簡易連結もされている。

このように過去において、いくつかの構造変更が実施されているが、個々の対策による橋梁の振動特性や振動レベルの変動は明確でない。このため、本研究では実測データが明確な床版上面増厚前と上面増厚後に着目して検討を行うものとする。

3. 上面増厚工事概要と研究の目的

上面増厚工事は、環境対策ならびに老朽化対策を目的としたもので、設計・施工は周辺環境への影響を小さくすることと品質を確保するために、試験施工により使用コンクリートや施工機械の工夫を行ったが、構造的には既存の上面増厚工法に準じたものである¹²⁾。当該橋梁で採用した上面増厚工法は、増厚コンクリート中に鉄筋(橋軸方向 D22 ctc 125, 直角方向 D19 ctc 125)を配置している(図-3)。また、上面増厚に伴い舗装は密粒アスファルトコンクリートから高機能舗装に変更している。

上面増厚の前後で図-1 に示したとおり、A8~P23 間の振動モードが同定できるように測点を設けて測定した結果、上部構造のたわみは 30%程度

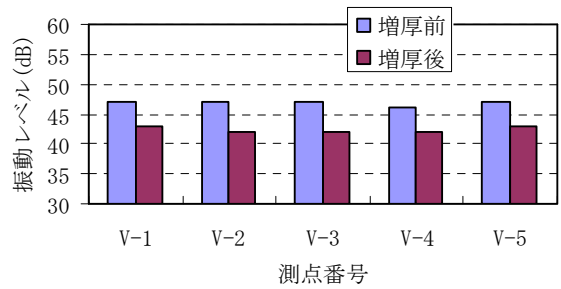


図-4 増厚前後の振動レベル(夜間 L₁₀ 平均値)

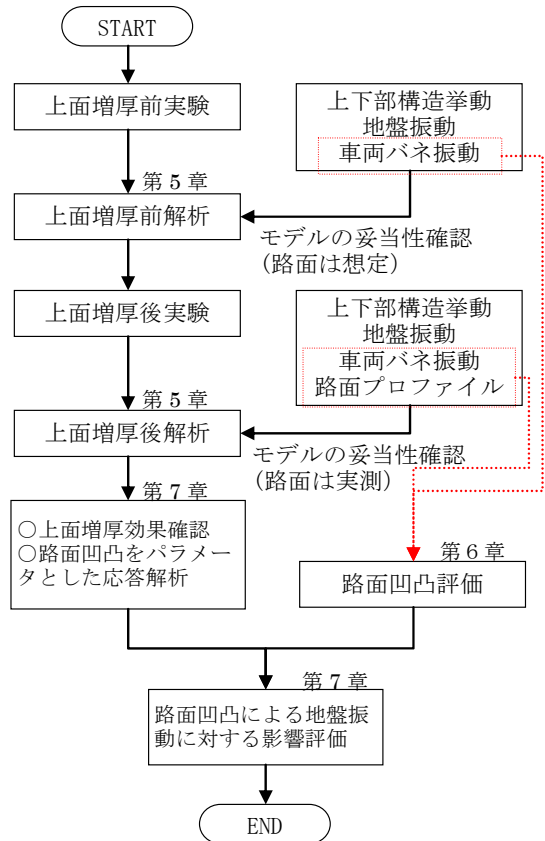
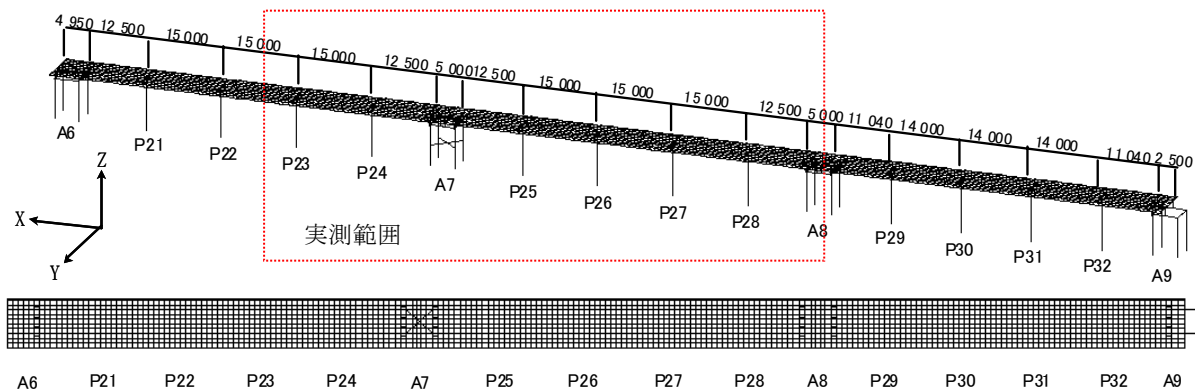


図-5 本研究の流れ

低減していたが、卓越周波数や振動モードに著しい変化は見られなかった。これは、剛性が増加する一方で質量が増加したことによるものと考えられる。しかし、上部構造の加速度振幅は大きく低減し、官民境界(測点: 図-1 参照)における地盤振動は、図-4 に示すように 3~5dB (夜間の L₁₀ 平均値) 低減していることを確認した¹⁰⁾。

上面増厚工法では、剛性向上と質量増加といった構造面での変化に加えて、舗装の更新に伴う路面平坦性の向上により、橋梁およびその周辺地盤の応答値が変化するもの考えられる。

そこで本研究では、橋梁周辺地盤の振動低減が上面増厚による寄与なのか路面平坦性による寄与なのかについて解析的な評価を行った。



(a) 全体モデル

4. 本研究の流れ

本研究は、上面増厚による地盤振動の低減効果を検証するとともに、RC中空床版橋における路面凹凸が地盤振動に与える影響について、定量的な評価を試みたものである。実橋においては、上面増厚前後で、走行実験を実施して、橋梁上下部構造の挙動および地盤振動ならびに路面の状態を確認している。これに基づいて妥当性が検証された解析モデルを用いて、上面増厚前後の地盤振動の変化を求めた。ただし、上面増厚前には路面プロファイル測定は行っていないため、応答解析による上面増厚効果の確認は、上面増厚後の路面プロファイルの結果を用いて行った。また、上面増厚後の実験では、対象区間以外にも複数の路面凹凸形状をサンプリングしているため、これらをパラメータとして応答解析を行い路面凹凸との関係を整理した（図-5）。

5. 数値解析

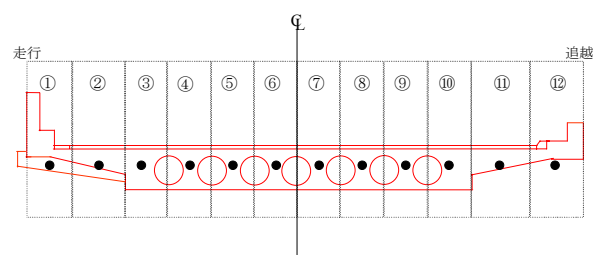
5.1 解析概要

橋梁振動を原因とする地盤振動は、橋梁と車両の連成振動が影響するため、上下部構造、地盤、車両および路面平坦性を考慮する必要がある。

本研究では、橋梁、車両および路面を以下のようにモデル化し、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。

(1) 橋梁上下部構造

当該橋梁の振動特性を解析的に再現するため A6～A8 径間をモデル化した（図-6 (a)）。上部構造は、RC中空床版を格子状の梁部材でモデル化した（図-6 (b)）。断面剛性は分割した梁部材ごとに、ボイドを控除したコンクリート全断面を有効として求めた。また、ロッカー橋脚および立体ラーメン橋台も梁部材としてモデル化し、各要素部材での中立軸のずれは、オフセット部材を用いて考慮した。さらに付加剛性と付加質量として地覆および壁高欄を、



(b) 上部構造のモデル化

図-6 解析モデル

付加質量として舗装を考慮した。弾性支承（振動防止支承、すべり支承、ダンパー支承）は、交通振動が対象であり変形量が極めて小さいことから線形ばね部材としてモデル化した。橋脚下端の境界条件は、各橋脚および橋台下端において固定として扱った。なお、上面増厚の増厚コンクリートについては剛性および質量を考慮した。

解析では、実験に用いた試験車を移動載荷させ、準静的解析を行い、たわみや支承部の変位応答を求め、フィルタ処理により動的成分を除去した実測値と比較して剛性を確認した。さらに、死荷重状態における固有振動解析により振動モードと固有振動数を算出し、試験車通過後の自由振動時の実測値と比較して卓越周波数の確認を行った。この結果、試験車走行時のたわみは実測結果と概ね一致した。また、上部構造の卓越振動は、表-3のように最低次振動が解析上 6.2Hz であり、実測とほぼ同じ結果が得られた（図-7 (a), 図-7 (b)）。また、9Hz～12Hz の周波数帯では複数の振動モードが存在するが、解析結果で得られた振動モードは実測値と概ね一致した（図-7 (c)～図-7 (f)）。なお、実測における振動モードは、着目する周波数で狭帯域のバンドパスフィルター処理を行った波形から、同時刻の振幅を読み取ることにより確認した。当該橋梁においては地盤振動に対して A7 橋台に隣接する径間のたわみ振動（図-7 (e)）の影響が最も大きいことが確認されており、固有振動解析においても当該箇所の振幅が卓越する振動モード（図-7 (f)）が再現できている。

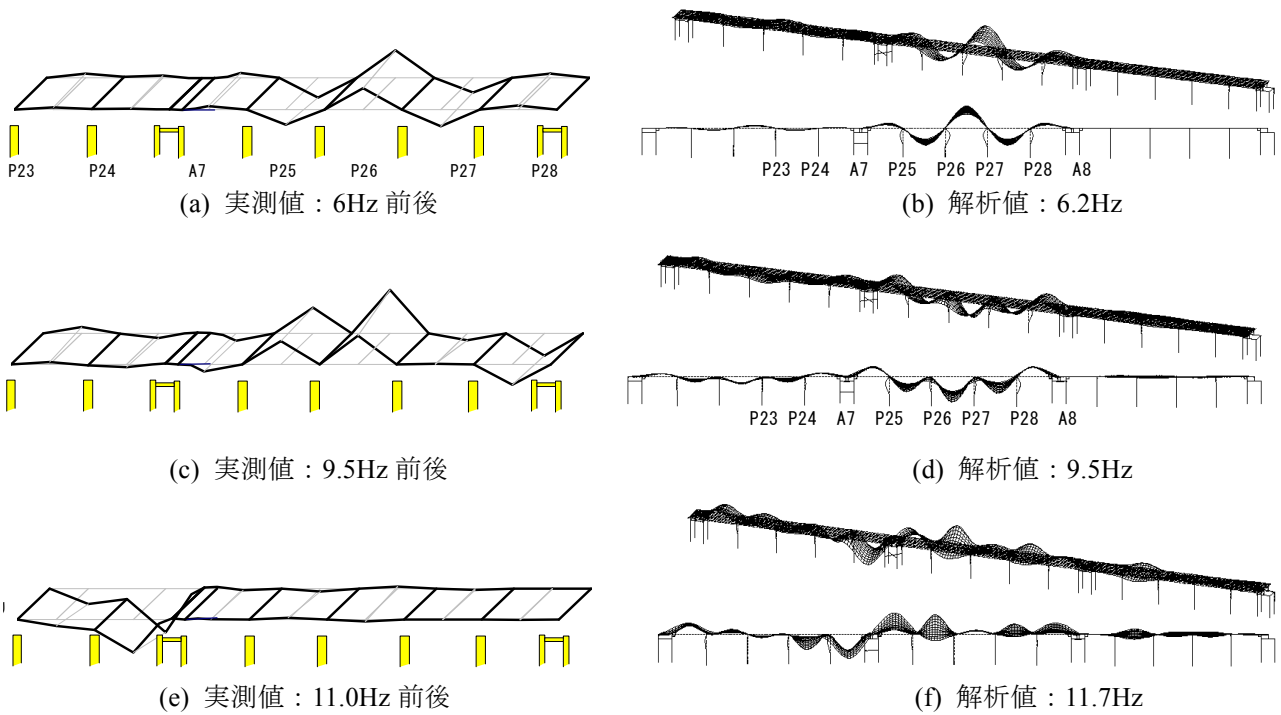


図-7 固有振動解析結果

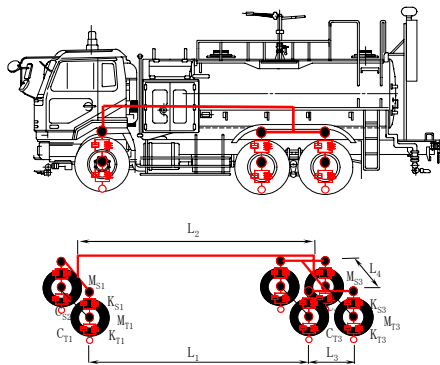


図-8 試験車の外観と解析モデル

表-2 試験車の諸元

| | | | | | |
|-------|---------------|--------|----------|-------|------------------------|
| 車両総重量 | | 196.00 | kN | | |
| 寸法 | 前輪-後輪軸間 (L1) | 3.20 | m | | |
| | 前軸-後軸中心間 (L2) | 3.85 | m | | |
| | 後輪前後軸間距離 (L3) | 1.30 | m | | |
| | 左右輪間距離 (L4) | 2.00 | m | | |
| バネ定数 | 前輪 | | 後輪前軸, 後軸 | | |
| | バネ上 | バネ下 | バネ上 | バネ下 | |
| 質量 | 2.28 | 0.23 | 2.45 | 1.30 | kN/(m/s ²) |
| バネ定数 | 784 | 1470 | 1960 | 2940 | kN/m |
| 減衰係数 | 4.90 | 0.10 | 14.70 | 0.10 | kN/(m/s) |
| 振動数 | 2.37 | 16.00 | 3.34 | 10.19 | Hz |
| 減衰定数 | 0.03 | 0.12 | 0.04 | 0.12 | - |

表-3 各振動モードの特徴

| 周波数 | モードの特徴 |
|--------|-----------------------------------|
| 6.2Hz | A7~A8 が卓越し、隣接する径間の位相が逆位相 |
| 9.5Hz | A7~A8 が卓越し、中央の 3 径間が同位相、両端の径間が逆位相 |
| 11.7Hz | P23~A7 が卓越し、隣接する径間の位相が逆位相 |

(2) 車両

車両は、実験時に用いた試験車の諸元を反映してモデル化した (図-8, 表-2). 動的応答解析における試験車の走行速度は実験と同じ 80km/h とした.

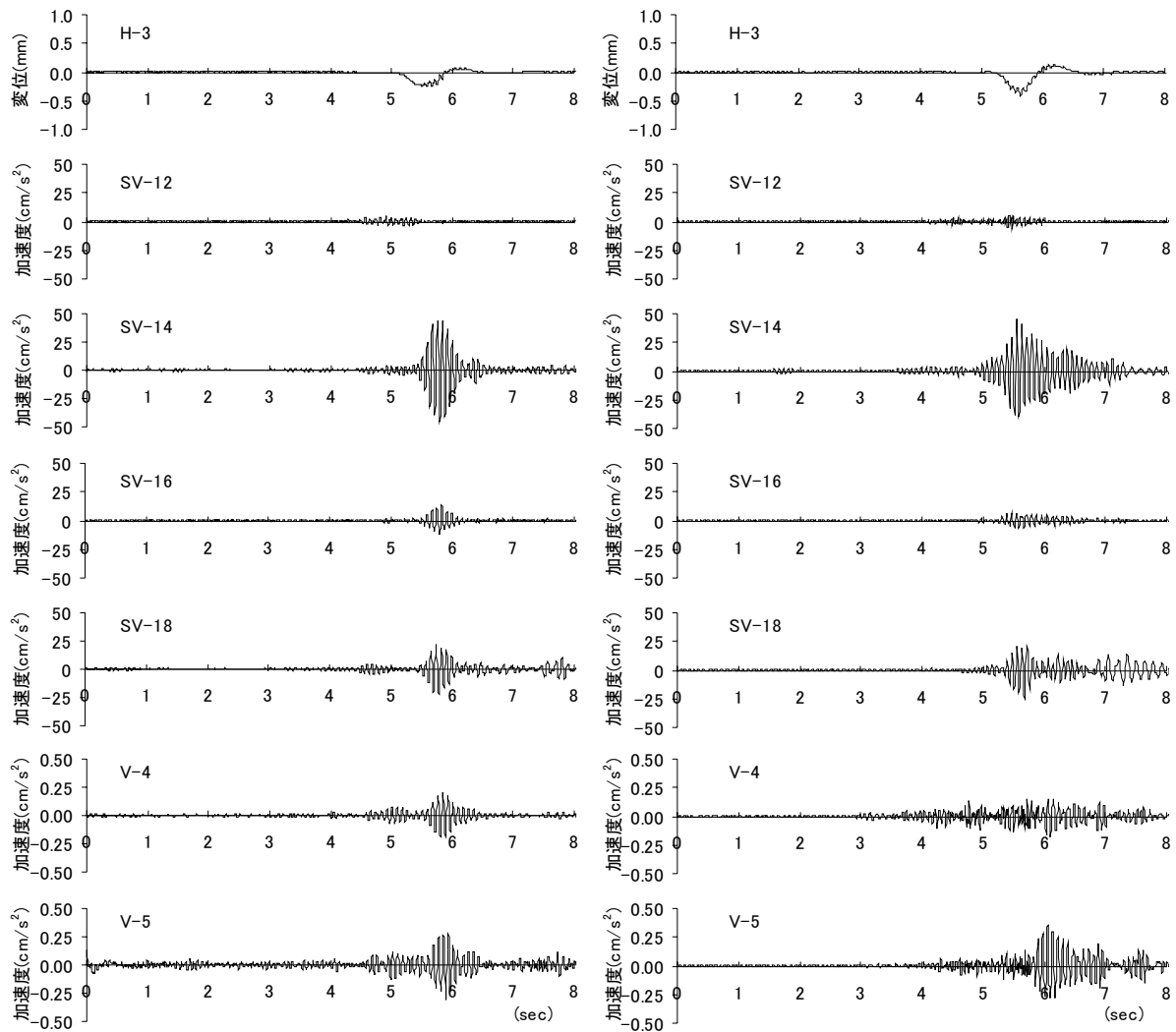
(3) 路面

路面は上面増厚後の実測結果を用いた. 測定は車載型 3m プロファイルメータを用いて 10cm 間隔で連続測定した. 解析には測定結果のうち A6~A9 間のデータを用いたが、前述のとおり増厚前はプロファイルの測定を行っていない. このため、増厚前後の路面の変化は明確にはできなかった. ただし、試験車走行実験時に車両バネ振動を測定していることから、路面の相対的な変化についてはバネ振動の測定結果から推定することとした (6章参照).

解析対象区間のうち A9 および A6 は簡易鋼製ジョイント、A8 および A7 は床版簡易連結によるノージョイント化が完了しているにもかかわらず、A7 では若干の段差が認められる. これは、当該箇所が上面増厚工事の工区境に位置しており舗装の打継ぎがあったためである. 実測路面から MEM により路面凹凸パワースペクトル密度を算出したところ、いずれの路面周期においても良好~普通の区分 (ISO8608:B~C 区分) であった.

(4) 地盤

当該橋梁のような短スパンが連続する多径間連続橋の場合、橋梁周辺の地盤振動は、同時に複数の橋脚から伝播する振動を考慮する必要がある. 本解析では地盤を半無限弾性体とみなし、高架橋のフーチング底面に働く反力が基礎底面全体に分布して



(a) 実測 (b) 解析

図-9 応答波形の比較結果 (試験車)

作用していると仮定し、これを微小の要素に分割し、各分割要素に働く 3 方向の反力を地盤に対する 3 方向の加振力と考えた。なお、実橋における橋脚基礎は杭基礎、橋台部はケーソン基礎であるが、道路交通振動を扱う場合、そのエネルギーは基盤面よりも地表面が大きいことや表面波の発生は杭先端よりもフーチング底面からの影響が大きいと考えられる¹³⁾ ことからフーチング底面を加振源と仮定した。各要素の反力波形は、フーリエ変換により周波数領域に変換し、 $Lamb^{14)}$ の解析解から得られる周波数応答関数を掛け合わせて着目点に対する影響を求め、分割した各要素および各橋脚について、全要素によるスペクトルをすべて加え合わせることで複数の橋脚からの影響を考慮した。得られた周波数領域の応答は、逆フーリエ変換により時刻歴領域に変換して加速度応答を求めた¹⁵⁾。

地盤は実測の N 値から以下のとおり、ポアソン比 $1/3$ 、横波伝播速度 $V_s = 89.8 N^{0.341}$ 、せん断弾性係

数 $G = \gamma V_s^2 / 9.8$ 、単位体積重量 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 N 値 20 に設定した¹⁶⁾。

5.2 応答解析結果

試験車通過時の橋梁と地盤の加速度応答波形およびそのスペクトルを実測結果と比較して図-9、図-10 に示す。実測波形 (SV-14~SV-18) を見ると上部構造の振動は、A7 橋台に隣接する P24-A7 径間におけるたわみ(H-3)と概ね一致して発生し、加速度の振幅は P24-A7 径間 (SV-14) が最も大きくなっている。一方、地盤振動も SV-14 測点と概ね同じタイミングで発生しており、当該径間の振動が地盤振動に対して与える影響が大きい。振動の継続時間は 1 秒程度であり、瞬間的な現象であることがわかる。このような振動の現象は、ジョイント部周辺の路面凹凸に励起された車両のバネ下振動の影響が大きいものと考えられるが、固有振動解析の結果でも明らかのように、連続桁端部の径間が振動し

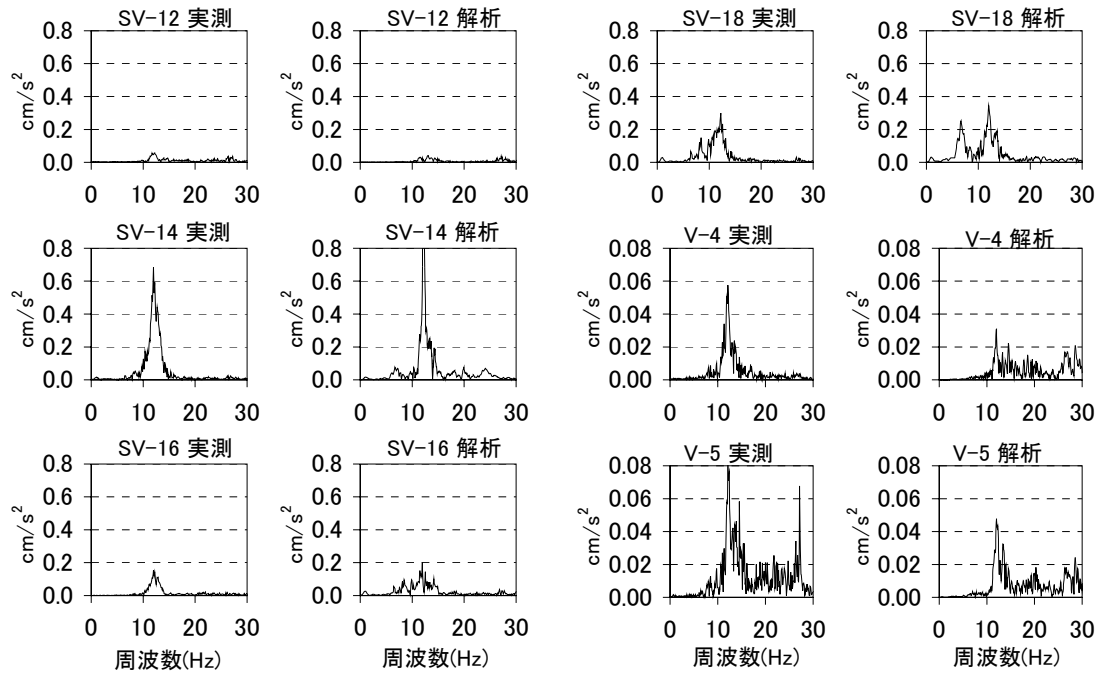


図-10 周波数スペクトルの比較結果 (試験車)

やすいことも一因であると推測できる. このように, 当該橋梁における地盤振動に対しては, 橋台に隣接した端径間の振動の影響が大きく, 特に橋台 (ジョイント) 部周辺の路面凹凸に着目する必要があるといえる. 解析結果においても振動発生タイミングは概ね上述の通りであり, その振幅も概ね同程度である. また, スペクトルにおける卓越周波数は, いずれも上部構造に発生した 11Hz 前後の成分が地盤振動にも現れている. これらの結果より, 当該解析モデルは地盤も含めて概ね実測結果を反映したものと判断できる.

5.3 上面増厚による変化

本解析モデルを用いて上面増厚の前後で解析結果を比較したところ, たわみの大きさは 30%程度低減したが, 卓越周波数や振動モードに顕著な変化は見られず, また増厚前後を同一路面で解析したところ両者に顕著な差異は見られなかった. これは固有周波数に対して剛性と質量がトレードオフの関係にあり, 両者が相殺した結果ではないかと考えられる. このことから, 先に示した振動低減効果は, 上部構造の剛性や質量の変化よりも, 路面平坦性の変化の影響が大きいと考えられる. なお, 舗装路面の平坦性を長期的に確保するためには, 老朽化した既存の床版を補修して, 上面増厚を行う必要性があったことを付記しておく.

また, このような結果は, 上部構造の質量や支間長の影響によって異なると考えられ, その普遍性については今後検討する必要があると考える. 床版上

面増厚により, 路面平坦性の長期耐久性の向上効果が期待できるが, これに関する定量的な評価について今後さらに研究を進める予定である.

6. 路面平坦性の評価

前節までの検討結果より, 当該橋梁の周辺地盤の振動に対して, 橋梁上部構造の振動が影響しており, 周波数の特性から車両のバネ下振動による影響が大きいと考えられた. また, 当該橋梁の持つ構造的な要因もあり, 特にジョイント周辺における凹凸量が重要な意味を持つと考えられる. さらに応答解析の結果から, 床版上面増厚による上部構造の剛性や質量の変化よりも路面凹凸の変化の影響が大きいことがわかった. このため, 当該橋梁で実施した各種の測定結果からジョイント部における路面平坦性の確認を行った.

6.1 路面平坦性の測定

路面の平坦性を測定方法として, いくつかの方法が考えられるが, ここでは既往の研究を参考に, ①車両のバネ振動, ②路面のプロファイル測定に着目して測定を行った.

(1) 車両のバネ振動測定

車両のバネ振動測定は, 走行実験で用いた試験車を用いてバネ上とバネ下の質点の加速度応答を圧電型センサーにより計測したものである.

図-11 は当該橋梁通過時のバネ下振動の応答を示したものである (図中にはジョイント番号を併記

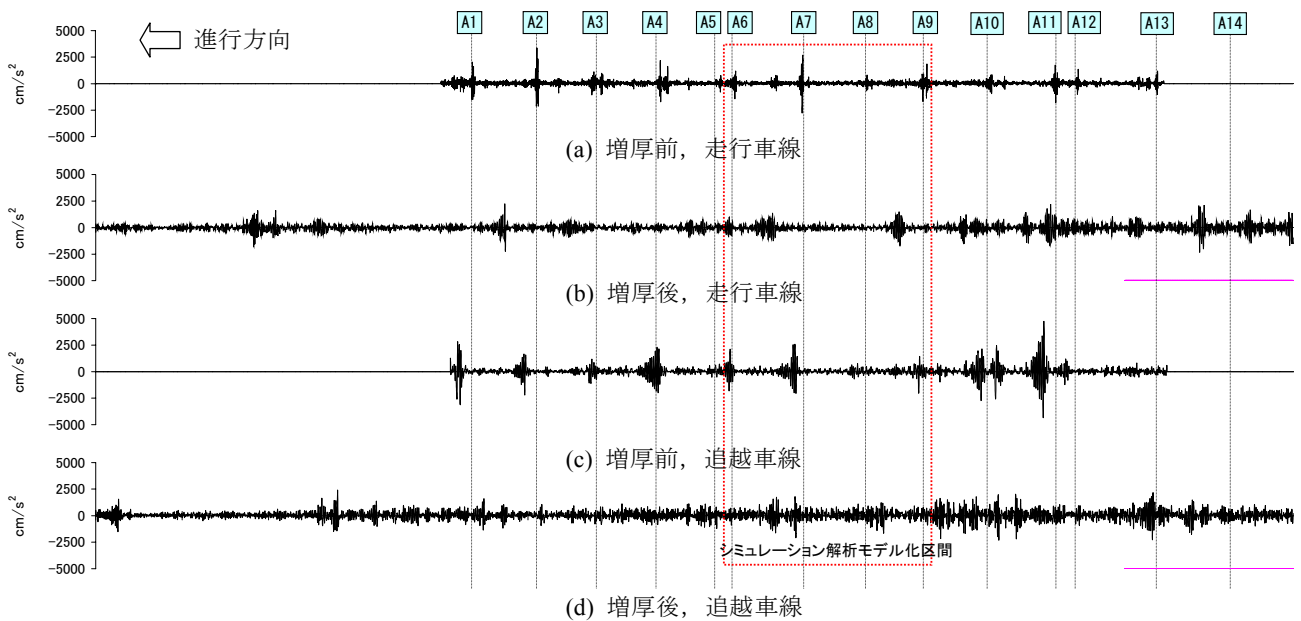


図-11 車両バネ下振動の応答波形

した)。これより、バネ下振動の振幅はジョイント部で励起されている様子がわかるが、振幅はジョイントによって異なる。これはジョイント周辺の路面凹凸の大小によるものと考えられる。特に増厚前は各ジョイントで明瞭なピークが確認されていたが、増厚後は全体に振幅が小さくなる傾向を示しており、路面の平坦性が向上していたことがわかる。なお、前述のとおり応答解析は A6～A9 間を対象としたが、A7 および A8 は床版が簡易連結されており、上面増厚前後ともに伸縮装置はない状態である。しかし、必ずしも完全な平坦な状態ではなく、若干振動の発生が認められる。特に増厚前の走行車線においては比較的大きな振幅が観察できる。これは、前述のとおり A7 橋台上に舗装の打継ぎがあり、わずかに段差が生じていたためであると推測される。次に、バネ下振動の周波数特性に着目すると、10～15Hz が卓越しており、増厚前後で大きな変化は見られない (図-12)。また、当該橋梁で問題となる振動成分と近接していることが確認された。

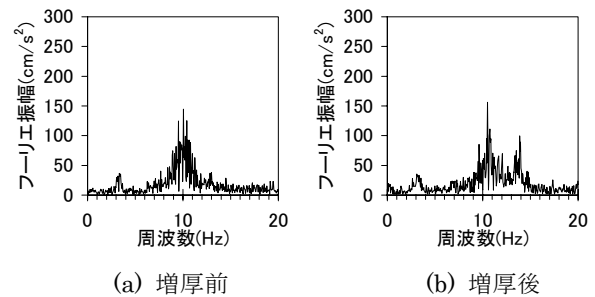


図-12 バネ下振動の周波数特性

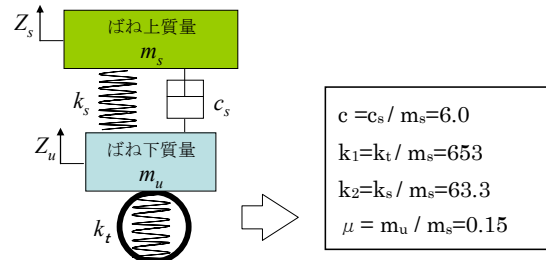


図-13 クォーターカーのモデル

(2) 路面プロファイル測定

路面プロファイルの測定は、車載式 3m プロフィールメータを用いて行った。これは、測定用車両の車体を一本の梁とみなし、レーザー変位計により 3m 区間の両端部と中央部の合計 3 箇所の変位を測定するものである¹⁷⁾。そして、前後の測定値を結ぶ線を基準線とし、中央部の測定値とのずれ量から路面プロファイルを求めた。測定は約 80km/h で走行しながら 10cm 間隔で行った。プロファイルの測定結果は、ジョイント毎に最大値を読み取って比較した。また、車両のバネ下振動に対しては、凹凸量だけではなく、その形状による影響も大きいと考えら

れることから、IRI による評価を行った。IRI は 1989 年に世界銀行が提案した路面のラフネス指数で「2 軸 4 輪の車両の 1 輪だけを取り出した仮想車両モデルをクォーターカーと呼び、このクォーターカー (図-13) を一定の速度で路面上を走行させたときの車が受けるばね上とばね下間の運動変位の累積値と走行距離の比を、その路面のラフネスとする」と定義されている。このように評価結果には、車両のバネ下振動の特性が反映されており、車両のバネ下振動特性と路面凹凸を考慮した評価が可能になると考えられる。図-13 に示したクォーターカーの振動特性は 1 次の周波数が 1.2Hz で減衰定数が 33%、2 次の周波数が 10.8Hz で減衰定数は 30%で

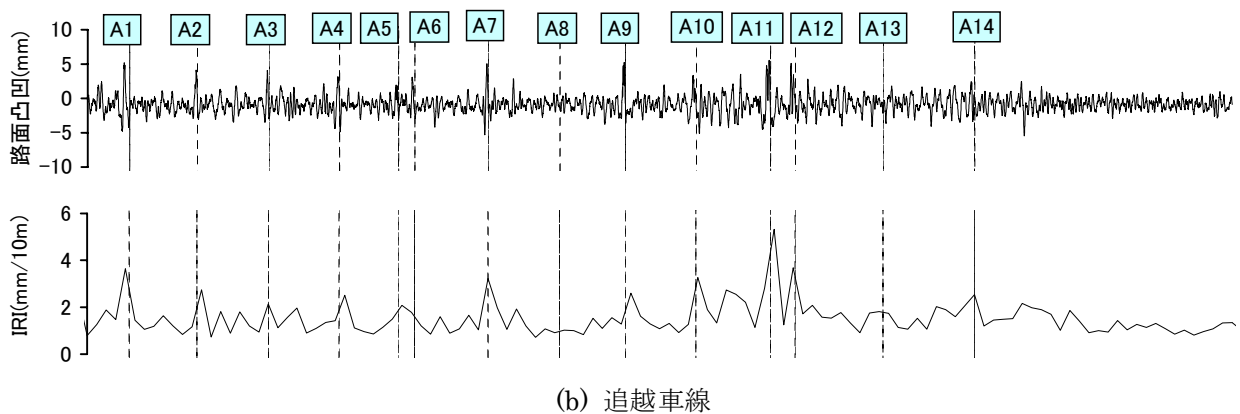
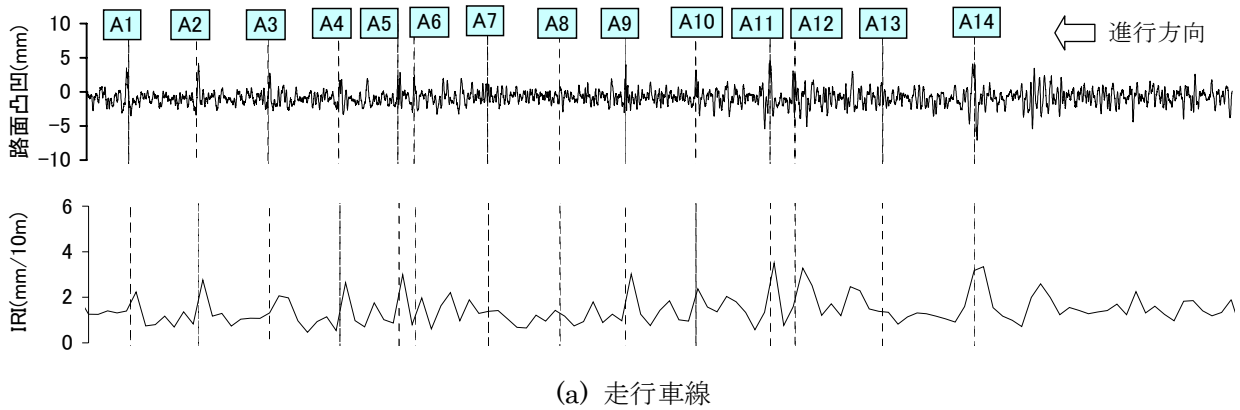


図-14 路面凹凸と IRI₁₀ の分布 (上面増厚後)

あり¹⁸⁾当該橋梁で問題となっている周波数 11Hz と概ね一致している。

なお、高速道路においては、200m 区間での IRI を舗装平坦性確保のための管理基準に用いており、補修目標値は 3.5mm/m に設定されている。しかし、IRI は評価区間で平均化されるため、ジョイント部に着目した局所的な路面平坦性を評価するのは難しいと考えられる。このため、本研究では評価区間を 10m¹⁷⁾として、10m 毎に IRI₁₀ を算出した。この結果、図-14 に示したとおり、IRI₁₀ は 1~5 に分布しており、伸縮装置の前後で大きくなる結果が得られた。しかし、路面凹凸の振幅量と IRI₁₀ は完全な比例関係にあるわけではないことがわかった。これは IRI₁₀ が路面凹凸の周期による影響を受けるためと考えられる。

6.2 路面凹凸の評価方法

ジョイント部の路面凹凸の評価指標として考えられる車両のバネ下振動の加速度、路面凹凸の振幅量、IRI₁₀ について、相関関係を確認した。図-15 は IRI₁₀ と路面凹凸の振幅量の関係を示したものであり、相関係数 $R=0.75$ の強い正の相関関係にあることがわかった。また、図-16 は路面凹凸の振幅量とバネ下振動の加速度との関係を示した。こちらも、正の相関を示しており、相関係数は $R=0.47$

であった。

以上の結果から、路面平坦性の指標値として、路面凹凸の振幅量、バネ下振動の加速度ならびに IRI₁₀ のいずれを用いても、ある程度の評価が可能であることがわかったため、これらの指標値を用いて、地盤振動との関係について検討した。

7. 路面凹凸と地盤振動の関係

7.1 各路面凹凸に対する解析結果

当該橋梁における路面凹凸は、車両バネ下の加速度で $400\sim 2500\text{cm/s}^2$ 、路面凹凸の振幅量で $2\sim 8\text{mm}$ 、IRI₁₀ で評価して $1\sim 5\text{mm/m}$ の範囲で分布していることがわかった。そこで、路面凹凸の違いにより、どの程度地盤振動に違いが生じるのか、解析的な検討を行った。

解析では、図-6 に示した解析モデルを用い、A1~A14 で計測した路面凹凸 (図-14) のうち、A1, A2, ..., A14 それぞれの橋台を中心とした前後 50m の路面凹凸を切り出し、解析モデルの A7 上に橋台中心を一致させて舗装する。そして、それぞれの路面凹凸 (A1, ..., A14) に対して試験車をモデル化した大型車両モデルを走行させ、A7 上付近を通過した時の地盤振動レベルを順次解析した。なお、地盤振動の大きさは、橋台に近いほど大きい傾向を示

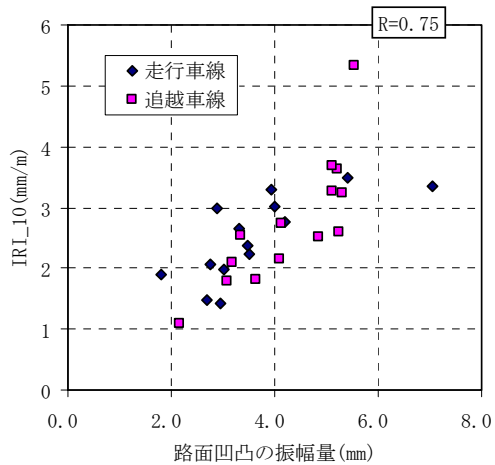


図-15 IRI_10 と路面凹凸の振幅量との相関関係

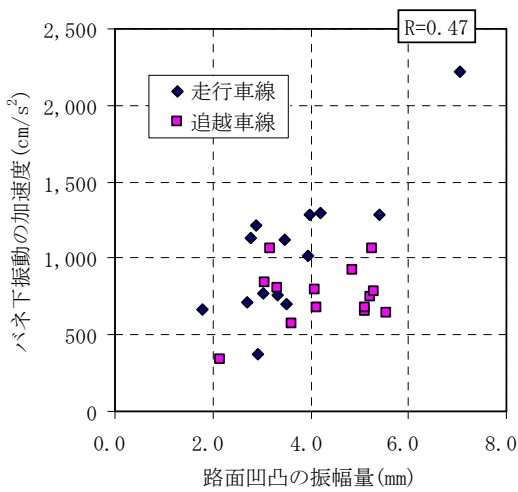


図-16 バネ下加速度と路面凹凸の振幅量との関係

すが、路面の形状によっては、橋台から少し離れた地点の振動が大きくなるケースも確認された。このようなことから、A7 橋台を中心として前後 2 橋脚 (P23~P26) の位置に着目し、合計 5 点(図-17)の地盤振動の最大値をその路面に対する影響と考えた。この解析では、下り線で測定した路面に着目し、走行車線と追越車線に分けて解析を行った。

以上の方法により、それぞれの橋台上の路面凹凸を使用して解析により求められた各地盤上(図-17)の地盤振動レベルを図-18 に示す。

これより、各橋台上の路面凹凸を使用した場合、着目した地盤上での振動レベルは、40~55dB に分布しており、同じ構造形式の橋梁でも各橋台上の路面凹凸 (A1, …, A14 橋台の路面) によって 10dB 以上の差が生じることがわかった。また、着目点によっても振動レベルにばらつきが見られるが、全体的な傾向としてはジョイントに近接している着目点②~④の周辺地盤における振動が大きい傾向にあることがわかった。

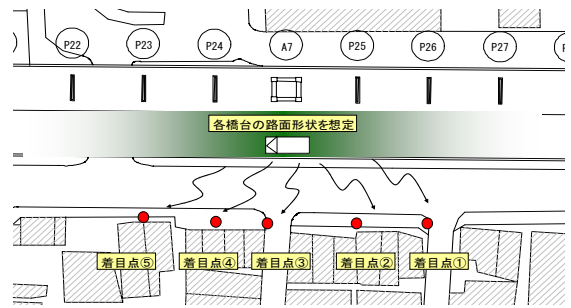
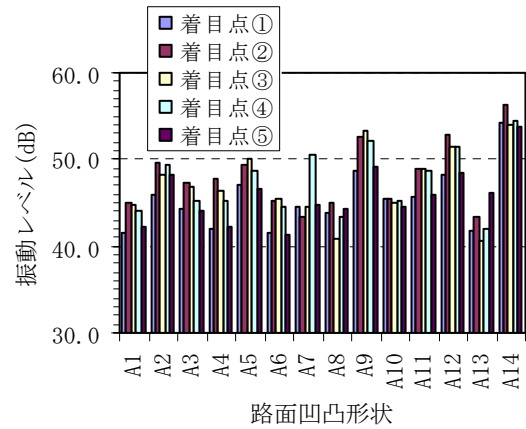
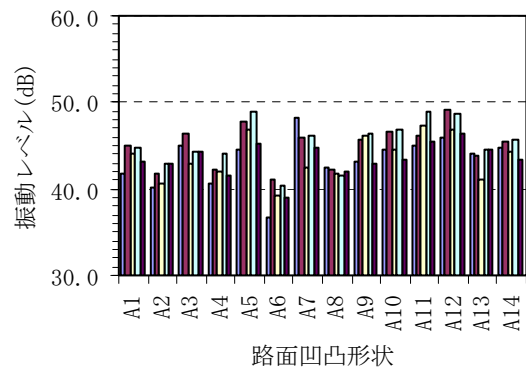


図-17 検討方法の模式図



(a) 走行車線通過時



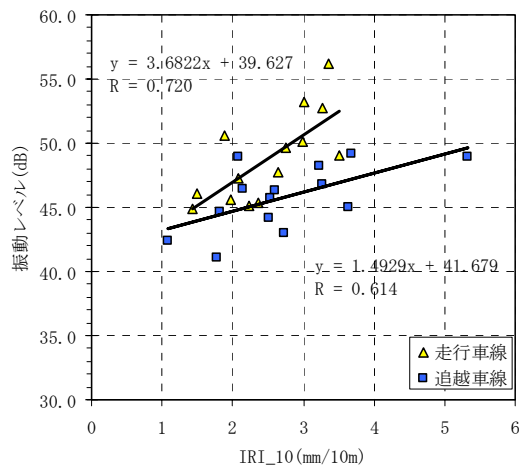
(b) 追越車線通過時

図-18 各橋台上の路面を用いた振動レベル

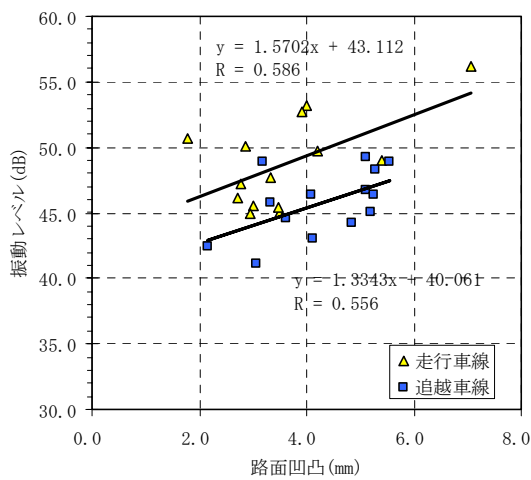
7.2 路面凹凸の大きさと地盤振動の関係

路面平坦性の指標値として示した、バネ下振動の加速度、路面凹凸の振幅量および IRI_10 に対する地盤振動との関係を分析し、図-19 にまとめた。

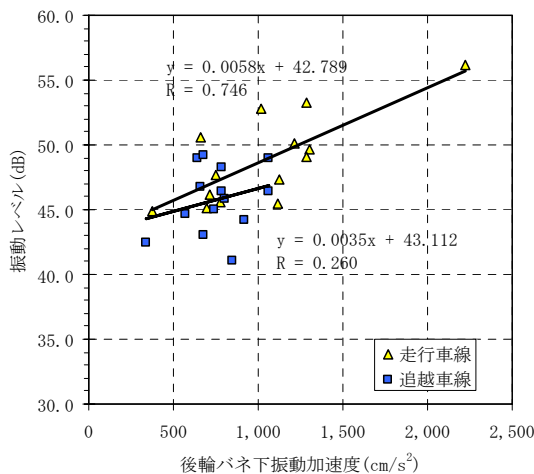
これより、路面凹凸と地盤振動の関係について車線別にみると、いずれのケースにおいても、同一路面であれば追越車線よりも走行車線通過時の影響が大きい傾向にある。これは、遮音壁設置に伴う死荷重のアンバランス(上部構造の死荷重が走行車線側の方が大きい)により、振動モードの振幅が走行車線側の方が大きいことが要因としてあるものと考えられる(図-7(e)および図-7(f)参照)。



(a) IRI₁₀ との相関



(b) 路面凹凸の振幅量との相関



(c) 車両バネ下振動との相関

図-19 路面凹凸と振動レベル（解析値）の相関

また、地盤振動の大きさは、いずれの指標を用いて評価しても正の相関を示すことがわかる。相関係数は IRI₁₀ で評価した場合が 0.6~0.7 と最も高く、次いで路面凹凸の振幅量で評価して 0.6 程度であった。バネ下振動との関係については、走行車線では

0.75 と最も高いが、追越車線では 0.26 と最も低くなった。これは、追越車線走行時のバネ下振動が全般に小さいためであるが、この原因については現時点では明確にはできなかった。ただし、いずれの指標を用いた場合でも正の相関が認められることから、いずれの指標を用いても橋台上の路面平坦性と地盤振動との関係を示すことは可能であると考えられ、全体的に相関係数が高いのは、路面を IRI₁₀ で評価したケースであることがわかった。これは、IRI₁₀ が路面凹凸だけではなく、その凹凸の形状や車両のバネ下振動特性を考慮しているためであり、車両バネ下振動を原因とする振動に対して、精度の高い指標となっていることが考えられる。この IRI₁₀ と地盤振動との関係を用いれば、この地域における地盤振動に対する路面管理に役立つ指標と考えられる。当該橋梁においては、現況においても法的な基準である要請限度を満足していることから、さらなる目標値を設定することは難しいが、体感振動の閾値を 55dB、家屋による振動の増幅を 5dB とした場合、IRI₁₀ を 3 以下にすることで、これを満足できると考えられる。

ただし、このような振動問題は、車両バネ下振動と橋梁振動の連成によって発生する振動であり、両者の卓越周波数の近接程度によって、地盤上での応答が大きく異なる。また、橋梁の構造形式や支間長、立地条件によっても異なる。したがって、それぞれの場所において得られる特性は異なるため、IRI₁₀ を用いた路面管理により、地盤振動を低減する方法は別の場所でも有効と考えるが、本研究で得られた相関をそのまま用いることはできないことに注意が必要である。

8. まとめ

振動問題が生じている RC 中空床版橋において、床版上面増厚による補強工事を実施した結果、周辺地盤の振動が低減していることが確認された。振動低減の原因としては、上面増厚による曲げ剛性の向上が挙げられるが、解析上その影響は小さく、路面平坦性の影響がより大きいことがわかった。このため、路面の平坦性をいくつかの手法で評価して、その相関関係を評価するとともに、地盤振動を評価するための最も合理的な評価方法を検証した。

検証に際しては上面増厚後の橋梁をモデル化し、走行荷重による地盤振動のシミュレーション解析を行った。この結果については、実測結果と比較することにより、路面平坦性も含めて実橋を反映したモデルであることを確認した。路面平坦性が地盤振動に対して与える傾向については、同一の構造モデルを用いて複数で計測した橋台上の路面凹凸を用

いて解析を行い、路面平坦性と地盤振動との関係を比較することにより行った。

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 当該橋梁周辺の官民境界地盤上における振動レベルは、 L_{10} で評価して 45～46dB であったが、床版上面増厚により 3～5dB の低減が確認され 42～43dB となっていた。
- (2) 地盤振動は、橋台に隣接する P24-A7 径間における上部構造の振動と発生時刻ならびに周波数成分が一致しており、この上部構造の振動の影響を強く受けていることがわかった。
- (3) 上部構造の振動モードを確認したところ、最低次の振動モードは、解析上 6.2Hz であり、ほぼ同じ結果が実測で得られていた。また、当該橋梁周辺で問題となる振動は、9Hz～12Hz の周波数帯にあり、連続桁の隣接する径間が同じ位相を示す形状であることが、実測および解析ともに確認された。
- (4) 床版上面増厚により周辺の振動レベルの低減が確認されたが、これは橋梁の剛性や質量などの構造面での変化よりも橋台上における路面平坦性向上の影響が大きいと考えられる。ただし、舗装の耐久性を向上させ路面平坦性を維持する観点から床版上面増厚は有効であると考えられる。
- (5) ジョイント部における路面平坦性について評価するために、路面凹凸の振幅量と 10m 区間における IRI (IRI₁₀) の関係を調べたところ、強い相関関係が認められた。
- (6) A1, A2, …, A14 それぞれの橋台上の路面凹凸を用いて動的応答解析を行った結果、着目した地盤上での振動レベルは、40～55dB に分布しており、同じ構造形式の橋梁でも路面凹凸の状態によって 10dB 以上の差が生じることが確認され、地盤振動に対して路面平坦性の影響が大きいことがわかった。
- (7) 路面平坦性による地盤振動への影響は、追越車線よりも走行車線の影響が大きい傾向が確認された。これは、遮音壁設置に伴う死荷重のアンバランスにより、振動モードの振幅が走行車線側の方が大きいことが要因としてあるものと考えられる。
- (8) 地盤振動問題を考える際の路面平坦性の評価方法としては、路面の形状や車両のパネ下振動特性を考慮した 10m 区間における IRI₁₀ による評価方法が望ましく、この IRI₁₀ と地盤振動との関係を用いれば、この地域における地盤振動に対する路面管理に役立つ指標と考えられる。

謝辞

上面増厚の施工に関しては、「名神高速道路床版増厚コンクリート施工方法に関する検討委員会(委員長：大阪工業大学 松井繁之教授)」のご指導を頂きました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 生田目尚美, 金哲佑, 畑中彰秀, 川谷充郎: ノージョイント化による鋼トラス橋の振動低減効果の検討, 鋼構造論文集, 第 16 巻, 第 62 号, pp.1-10, 2009.6.
- 2) S. Fukada, Y. Kajikawa, M. Sugimoto, H. Hama and T. Matsuda: Characteristics of vibration and low frequency noise radiated from the highway bridge and countermeasure, Proceedings of 19th International Congress on Acoustics, (on CD-ROM) ENV11-001-IP, 2007.9.
- 3) H. Hama, S. Fukada, M. Sugimoto, H. Ishida and M. Yamada: Characteristics of infrasound radiated from the continuous short spans bridge due to running trucks, Proceedings of Low Frequency 2008, pp.27-34, 2008.10.
- 4) 畔柳昌己, 高橋広幸, 上東泰, 安藤直文, 篠文明: 鋼桁橋のコンクリート床版から発生する騒音・低周波振動問題への対策—第二東名高速道路 刈谷高架橋環境対策工事—, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 9 巻, pp.369-374, 2009.10.
- 5) 深田宰史, 吉村登志雄, 岡田徹, 薄井王尚, 浜博和, 岸隆: 高架橋周辺の環境振動問題に対する桁端ダンパーの適用, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.329-342, 2009.3.
- 6) 長船寿一, 中村俊一, 水野恵一郎, 加藤久雄, 植田知孝: 道路橋振動対策としての運動量交換型衝撃吸収ダンパーの研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.237-250, 2010.3.
- 7) 浜博和, 深田宰史, 梶川康男, 松田哲夫, 宮本雅章: RC 中空床版高架橋の周辺で生じた環境振動に対する低減対策, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.252-261, 2011.3.
- 8) 浜博和, 西山晶造, 西岡昌樹, 深田宰史, 松田哲夫, 杵本正信: 都市内高速における床版上面増厚による環境対策工事, 橋梁と基礎, Vol.42, No.6, pp.43-48, 2008.6.
- 9) 西岡昌樹, 織田広治, 西山晶造, 松田哲夫, 長岡誠一, 浜博和: 周辺環境に考慮した超早強コンクリートによる RC 中空床版の上面増厚工法, 第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.151-156, 2008.4.
- 10) 阿川清隆, 折口昌史, 梶川康男, 深田宰史, 浜

- 博和，縦山好幸：床版上面増厚工法による沿道環境改善対策，橋梁振動コロキウム 2011，pp.187-194，2011.9.
- 11) 今井常雄，麓秀夫，横田耕一郎：日本の地盤における弾性波速度と力学的性質，第4回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.89-96，1975.
 - 12) 高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
 - 13) 徳永法夫，森尾 敏，家村浩和，西村 昂：高架道路から伝播する交通振動における表面波の寄与率，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1703-1713，2000.3.
 - 14) 北村泰寿，桜井春輔：剛基礎底面の複素剛性に関する一解析法，土木学会論文報告集，第290号，pp.43-52，1979.
 - 15) 梶川康男，新開正英，讃岐康博，村田幸一：都市内 PC 高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工学論文集，Vol.41A，pp.691-700，1995.
 - 16) 土岐憲三：新体系土木工学 11 建造物の耐震解析，技報堂出版，pp.73-76，1991.
 - 17) 深田宰史，松本剛也，相葉忠一，岡田裕行，縦山好幸：高速道路の橋梁伸縮継手付近における路面凹凸形状と補修順位評価の提案，土木学会舗装工学論文集，第15巻，pp.81-88，2010.12.
 - 18) 広井智，深田宰史，縦山好幸，室井智文，岡田裕行：高速道路を走行する大型車両のばね上振動に影響を与える橋梁上の長波長路面に対する評価方法，舗装工学論文集，第14巻，pp.179-187，2009.12.

(2011年9月14日受付)