

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

Application of keel dampers for environmental vibration problem occurred nearby highway bridge

深田宰史*, 吉村登志雄**, 岡田徹***, 薄井王尚****, 浜博和****, 岸 隆*****

Saiji Fukada, Toshio Yoshimura, Toru Okada, Kimihisa Usui, Hirokazu Hama and Takashi Kishi

*博(工), 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)

** 株式会社 神戸製鋼所, 鉄構・砂防部 (〒657-0845 神戸市灘区岩屋中町 4-2-7)

***博(工), 株式会社 神戸製鋼所, 機械研究所 (〒651-2271 神戸市西区高塚台 1-5-5)

**** 株式会社 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)

***** 東日本高速道路 株式会社, 関東支社宇都宮工事事務所 (〒321-0954 宇都宮市元今泉 3-22-1)

Environmental vibration problem was occurred at the house nearby the highway bridge on the soft ground. The vibration tests using test vehicle were carried out in order to investigate the cause and the characteristics of the bridge and the house vibration. As the results of the examination, it is clear that the house, which lives in complainer, resonated with the bridge. Then the keel dampers were installed at the ends of girders as the vibration countermeasure. This study evaluated the validity of the countermeasure due to running ordinary trucks. However it is necessary to compare the measured data of before and after countermeasure by the unified vibration tests. Therefore the effect of vibration reduction was examined by the dynamic response analysis due to running vehicles.

Key Words : Environmental vibration, Vibration characteristics, Damper, Vibration level

キーワード：環境振動，振動特性，ダンパー，振動レベル

1. まえがき

現在の我が国における高速道路においては、建設当初に予想もしていなかった交通量の増大や重車両の増加が、橋梁本体だけでなく周辺環境にも大きな影響を及ぼしている。その一つとして、高架橋周辺の家屋における環境振動問題が挙げられる。

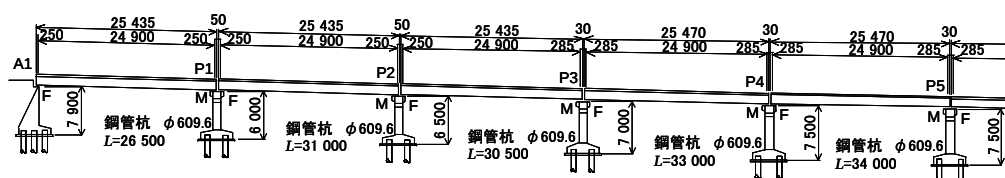
橋梁振動が原因となる環境振動問題は、橋梁、車両-路面系、家屋など、それぞれの卓越振動数が近接することによって生じており、著者らは、これまで車両のばね下、橋梁および家屋との連成振動¹⁾⁻²⁾、橋梁と路面凹凸周期の影響を受けた車両との連成振動³⁾⁻⁴⁾について研究を行ってきた。

本研究で対象とした高架橋の周辺では、高架橋の振動が原因と考えられる家屋の水平振動が問題になっていた。そこで、この振動問題に対して試験車両を用いた振動調査や現橋をモデル化した解析モデルを用いて固有振動解析を行い、現状での振動特性を把握するとともに、振動問題の原因究明を行った。その結果、橋梁の低次振動と家屋振動との連成が原因であることが明らかとなった。

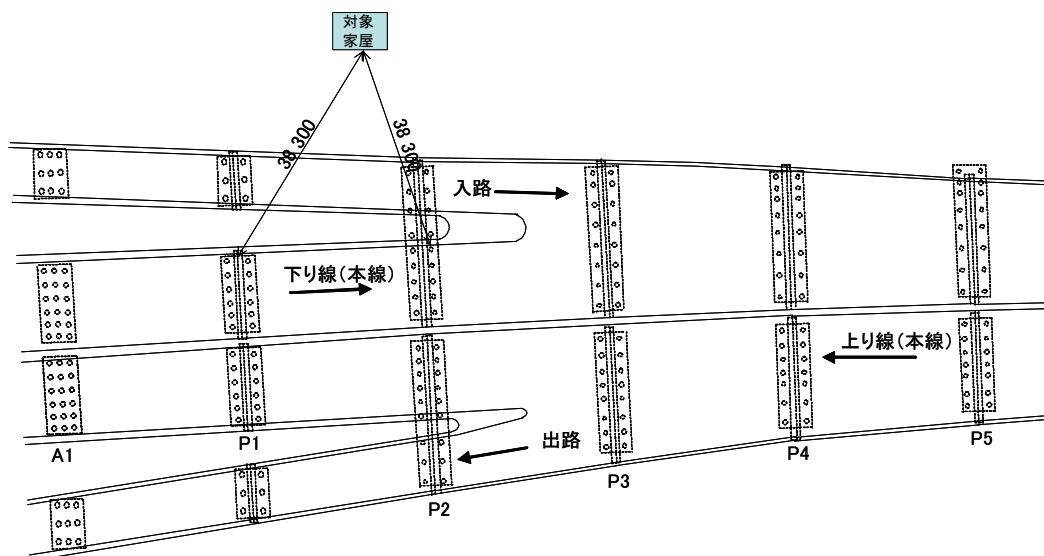
そこで、様々な振動対策が検討され、施工の難易度や規制等の渋滞による社会的な影響を考慮して、桁端ダンパー⁵⁾を上下線の1径間に試験施工することになった。試験施工した桁端ダンパーは、キールダンパーと称され、鋼少数桁の耐風安定性(減衰性能)の向上を目的とした実績はあるものの、交通振動対策としての適用は初めてである。

過去の実績から桁端ダンパーを単純径間の両橋台に設置した場合、上部構造の減衰性能を向上させることを確認している⁶⁾。しかし、高架橋の橋脚に設置した場合、隣接する上部構造と橋脚が連成振動するため、卓越する振動モードによって減衰性能(桁端ダンパーのエネルギー吸収)に差がでるものと考えられる。特に地盤条件が悪い場合は、良い場合と比較して減衰性能が向上するのか低下するのか不明である。また、桁端ダンパーによる反力が橋脚を伝播し、橋脚基部では振動が増幅しないのか等、高架橋への適用に際して不明な点が挙げられる。

そこで本研究では、それらの点を明確にするために、桁端ダンパーを設置した後に一般車両を対象とした振動調査を行い(試験車両を用いた単独走行に



(a) 側面図



(b) 平面図

図-1 対象橋梁（下り線を対象）の一般図

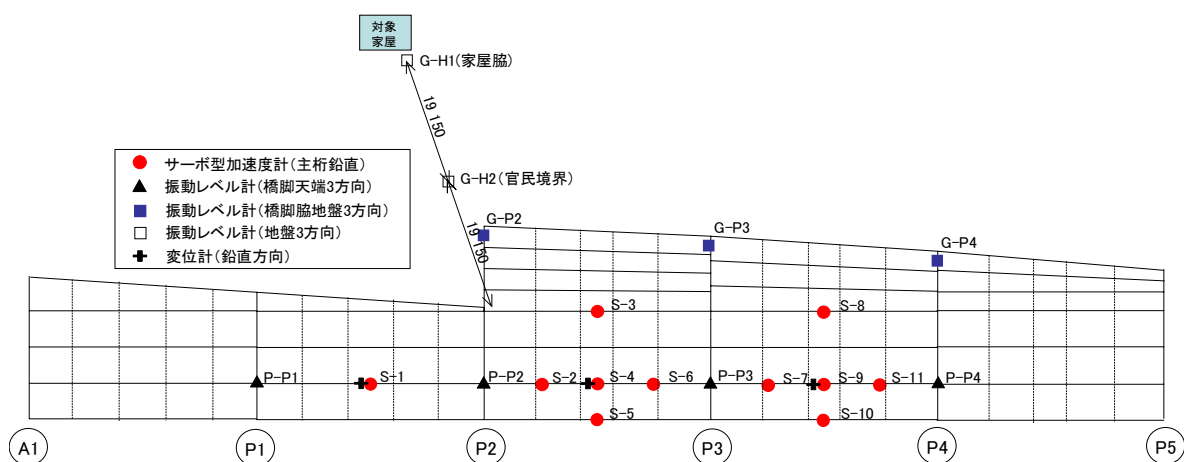


図-2 測点配置図（下り線）

よるダンパー設置前後における比較はできなかった), 実験的に振動対策効果について検討した。

また, 解析面からのアプローチとして, 車両走行シミュレーションを行い, 高架橋に桁端ダンパーを設置したことにより, 振動低減が解析上でどの程度あるのか, また, 橋脚下端の支持条件 (地盤条件) の違いにより, 振動低減がどの程度異なるのかを検討した。さらに, 実橋では 1 径間に桁端ダンパーを試験的に設置したが, 解析上で 3 径間に設置した場合, 振動低減がどの程度異なるのか, その違いについても検討した。

2. 対象橋梁の概要

本研究で対象とした橋梁は, 昭和 44 年 4 月に供用された支間長 24.9m の鋼単純合成桁橋 (22 連のうち一部) である。このうち P7 橋脚～A2 橋台までは, 可能な範囲で床版連結によるノージョイント化が行われている。しかし, 振動問題が発生している A1 橋台～P6 橋脚区間は, インターチェンジの入出路の拡幅部に位置し, 隣接する主桁の軸線がずれており, 桁連結および床版連結によるノージョイント化の施工が困難な構造であるため, 連結化は行われていない。

また、重車両の増加に伴い、昭和 63 年から平成 8 年の間に縦桁補強、横桁補強、床版増厚（ $t=180 \rightarrow 230\text{mm}$ ）等の橋梁の補強がなされている。対象橋梁の一般図を図-1 に、橋梁概要を表-1 に示す。

対象橋梁における日交通量は 5 万台を超え、大型車混入率 14～18%（夜間）という状況である。対象橋梁の周辺環境における振動問題は、官民境界から 20m 程度離れた家屋から発生している（図-1 および図-2 参照）。当該地域は、表層から 5～6m までの N 値が 5 以下の腐植土あるいはシルト層となっている軟弱地盤であり、また、地下水位も高いため、このような地盤条件が振動問題を生じさせている背景があるものと考えられる。

表-1 橋梁概要

構造形式		鋼単純合成鉄桁橋
上部構造	主桁数	4主桁（本線）
	支間長	22@24.9m
	幅員	上り線 15.1～22.7m
		下り線 16.4～24.1m
	床版	RCコンクリート $t=230\text{mm}$
	支承形式	BP-B
下部構造	備考	上下線ともランプ拡幅
	橋台	形式 逆T式橋台
		基礎 CCP（ $\phi 1000\text{mm}$ ）
	橋脚	形式 ラーメン橋脚
		基礎 鋼管杭（ $\phi 600\text{mm}$ ）

3. 実験概要

対象橋梁における苦情原因の究明、振動特性の把握、さらに振動対策前の解析モデルを構築するために試験車走行による振動実験（桁端ダンパー設置前のみ）を行った。測点の配置図を図-2 に示す。

車両走行実験では、大型散水車（196kN 車）1 台を走行させ、主桁における鉛直方向の加速度、橋脚上、橋脚下端における鉛直および水平方向の加速度、主桁における鉛直方向の変位などを計測した。走行位置は、走行車線、追越車線とし、走行速度は 80m/h とした。また、本線上の車両走行位置は図-3 のようになっている。

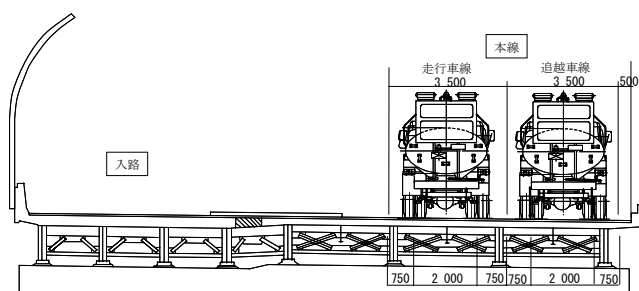
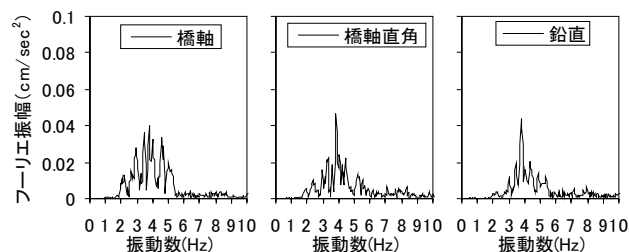


図-3 車両走行位置（例：P2 橋脚上）

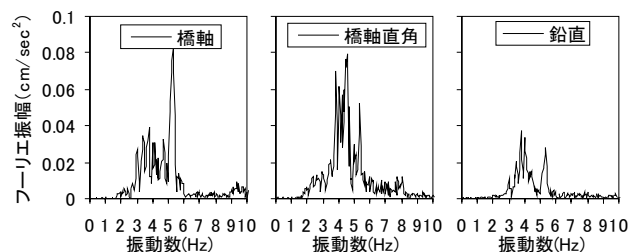
4. 振動原因

試験車による車両走行実験から、受振側となる官民境界と家屋脇における振動特性について述べる。対象橋梁の周辺環境における官民境界での振動レベルは、要請限度（条例特例地域：昼 60dB、夜 55dB）以下であったが、家屋内のピークレベルは 65dB 前後と体感閾値を越えている状況であった。

橋脚脇の地盤では 63Hz 付近の高周波成分と 4Hz 付近の振動成分が卓越していたが、家屋脇地盤ではそれらの高周波成分は減衰し、図-4（a）に示すように 4Hz 付近の振動成分のみが伝播している。また、図-4（b）に示すように家屋内（木造 2 階）では 4～5Hz に固有の水平振動が存在するものと考えられ、この振動数領域においてフーリエ振幅が増幅していることがわかる。したがって、この 4Hz 付近の振動成分が、苦情を述べている家屋の水平振動を引き起こしている主たる原因と判断した。



(a) 家屋脇地盤（測点：G-H1）



(b) 家屋内（木造 2 階）

図-4 家屋脇および家屋内の加速度スペクトル

5. 解析モデル

上記の家屋脇地盤で観測された 4Hz 付近の振動成分を調べるために解析モデルを作成して、固有振動解析を行うことにした。

解析モデルは、床版、縦桁のウェブ、横桁のウェブをシェル要素にモデル化し、それ以外の部材は、梁部材としてモデル化した。また、主桁および縦桁と床版とはそれぞれの中立軸の食い違いを剛部材により考慮し、剛結とした。壁高欄および地覆は剛性と重量を梁要素にて考慮した。また、舗装は、重

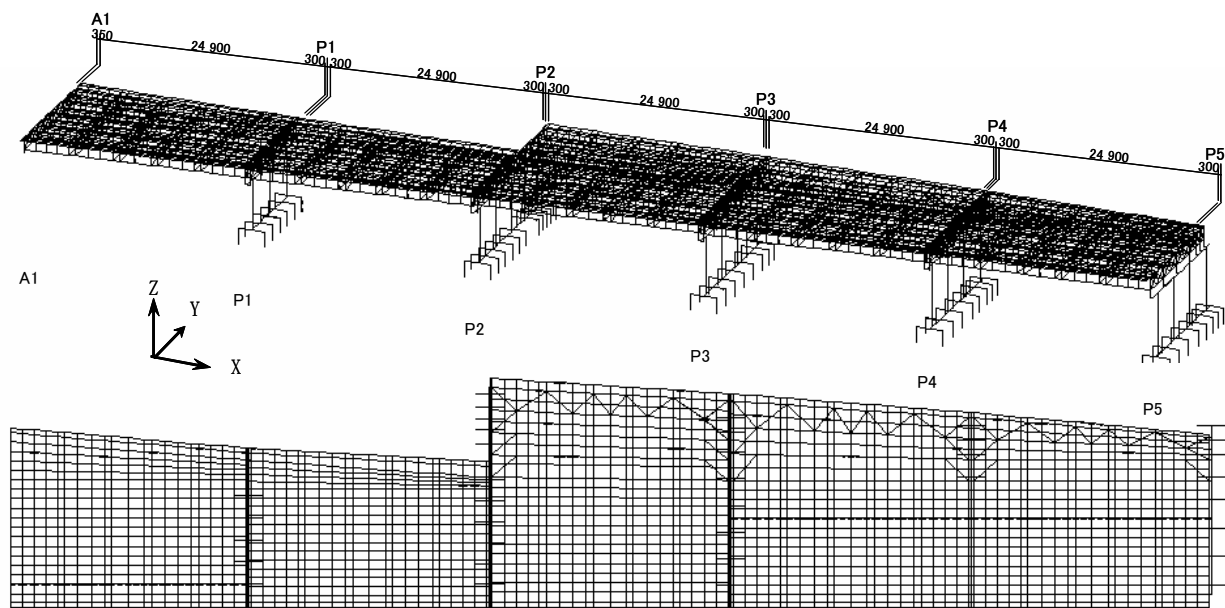


図-5 橋梁の解析モデル

量のみ考慮している。解析モデルの全体図を図-5に示す。なお、解析モデルの作成範囲は、対象橋梁範囲P1-P4に前後径間を加えたA1-P5の5径間モデルとした。なお、振動実験により得られた対象家屋と対象橋梁（本線）の加速度波形から、入路（A1-P2）が家屋に与える影響は小さかった。このため、入路（A1-P2）は本解析モデルに含めないことにした。

支承の境界条件については、対象橋梁におけるBP-B 支承を線形ばね要素にモデル化した。特に、橋軸方向ばねについては、過去の経験から摩擦による拘束が大きいと考えられ、橋軸方向ばねをパラメータとした移動荷重による準静的解析から、たわみ波形を実験値（Low Pass Filter 処理した波形）と比較した結果、ばね定数 $9.8 \times 10^5 \text{ kN/m}$ が妥当と判断した。さらに、橋軸直角方向、鉛直方向および橋軸まわりは固定とし、橋軸直角軸まわりおよび鉛直軸まわりの回転は可動とした。

また、橋脚下端の支持条件は、フーチング下端を固定として扱った場合と地盤ばねを考慮した場合の2 ケースを考えた。地盤ばねを考慮した場合は、フーチング下端の鋼管杭1本ずつをモデル化し、1本あたりの地盤ばね定数を文献⁷⁾を参考にして算出した。また、鉛直方向以外のばね定数は、微小振幅時の振動であることを考慮して10倍した。解析に用いた地盤ばね定数を表-2に示す。

また、解析モデルは、実際に合わせて桁端ダンパーをP2-P3 径間（1 径間）に設置したモデルと解析上P1-P4 径間（3 径間）に設置したモデルの2つを作成した。桁端ダンパーのモデル化、設置位置および諸定数については7章にて述べることにする。

表-2 地盤ばね定数

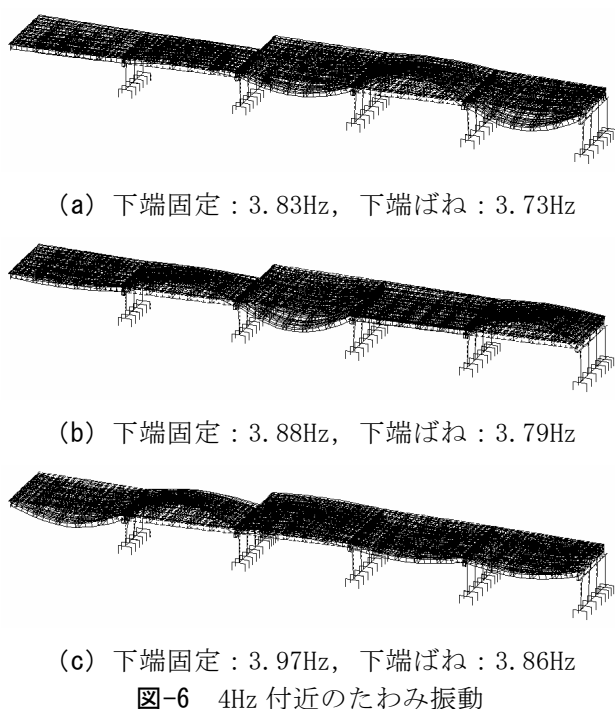
橋脚	併進ばね (kN/m)			回転ばね (軸周) (kNm/rad)		
	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
P1	3.381×10^6	3.381×10^6	2.332×10^5	3.071×10^6	3.071×10^6	4.123×10^7
P2	3.381×10^6	3.381×10^6	2.136×10^5	3.071×10^6	3.071×10^6	4.123×10^7
P3	2.307×10^6	2.307×10^6	2.180×10^5	2.704×10^6	2.704×10^6	2.813×10^7
P4	2.307×10^6	2.307×10^6	2.015×10^5	2.704×10^6	2.704×10^6	2.813×10^7
P5	2.307×10^6	2.307×10^6	1.955×10^5	2.704×10^6	2.704×10^6	2.813×10^7

6. 振動特性

実験で得られた加速度波形から卓越振動数と振動モードを推定した結果、図-6に示す固有振動解析によって得られたたわみ振動が影響していると判断した。橋脚下端を固定にした場合とばねにした場合の固有振動数を同図に付記した。

対象橋梁は、支間長がほぼ等しい単純径間が連続しているが、振動数が近接した振動モードが数多く出現している上に、隣接径間と橋脚との連成によりあたかも連続径間のような振動モードになっている。さらに、対象橋梁（下り線）はインターチェンジの入路に位置するため、各径間で幅員構成が異なり、モード形状が複雑になっているため、解析上のどの振動モードが実測に対応しているか明確に判断することが困難であった。

また、実測における4Hz 付近の振動モードの減衰定数はERA[®]を用いて算定した結果1%~2%程度であった。なお、ERAは、200Hz サンプリングのデータから減衰波形2500 データを用いてハンケル行列を作成し、行列サイズ3:1として特異値分解後の採用次数は20とした。



7. 振動対策工法

上述したように、4Hz 付近の振動成分が家屋まで伝播していると判断し、振動対策を検討することにした。4Hz 付近の振動成分は、各径間がたわみ 1 次形状をした振動成分であり、これらの振動を対象とした対策が必要と考えた。

対策案として、床版連結工法＋舗装改良、アーチ支持化、TMD および桁端ダンパーを挙げ、それぞれの対策効果を車両走行シミュレーションにより別途検討した。その結果、対策効果は、アーチ支持化＞床版連結工法＋舗装改良＞桁端ダンパー＞TMD の順となったが、以下のような問題点が考えられた。

床版連結工法＋舗装改良については、伸縮装置付近の路面凹凸高が大きくなると車両振動を誘起させることになり、その車両振動が橋梁を揺らすため、伸縮装置付近の路面凹凸を改良する桁連結等のジョイントレス化などの振動対策が最も効果的な対策案と考えられる。しかし、対象橋梁では、インターチェンジの入路の拡幅部に位置し、隣接する主桁の軸線がずれていることから、桁連結によるノージョイント化の施工が困難と判断された。また、床版連結においては、連結した床版部に発生するねじりに伴う応力照査、地震時の水平力を分散させるための弾性支承への交換、さらに、昼夜間の本線規制を必要とするることによる渋滞発生が懸念されることもあり、問題が多いと考えられた。

アーチ支持化に関しては、死荷重増となる上、地震時を含めた下部構造の補強が必要になることや

現在の桁下空間で作業することになり、施工上の問題が考えられる。

TMD については、対策する振動数が限定されている場合、効果が期待できるが、本橋のように近接した振動数がいくつか存在する場合、対策効果が小さいと考えられる。

そこで、上記の検討に加えて、交通規制を伴わず、恒久的な対策としてキールダンパー⁵⁾⁶⁾と称される桁端ダンパーを試験的に設置することになった。桁端ダンパーの設置箇所は図-7 に示すように P2-P3 径間（1 径間分）、本線上の主桁 4 本の主桁両端部にのみ設置し、拡幅部の主桁に設置していない。P2-P3 径間に設置した理由は、対象家屋 2 階における加速度応答を分析した結果、最も影響を与えている径間であると判断したためである。

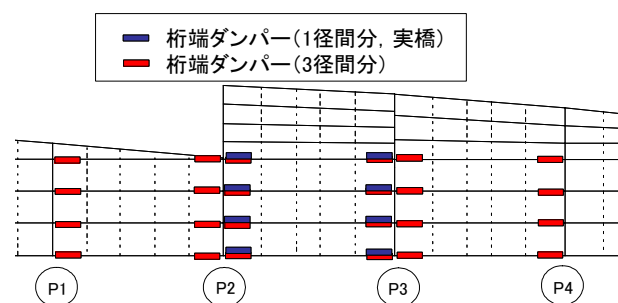


図-7 桁端ダンパーの設置箇所



(a) 全体



(b) 1 箇所拡大

写真-1 桁端ダンパーの設置状況

キールダンパーとは、写真-1 に示すようにキールと呼ばれる、ひれ部材を桁端部の主桁下フランジに設置して、桁端部の回転変位を増幅させ、そのひれ部材を橋脚（または橋台）から張り出した 2 枚の板部材で挟み、その挟んだ中に制振材としての粘弾

性樹脂を設け、その制振材のせん断変形を大きくして減衰効果を得ようとするものである。鋼少数桁の耐風安定性（減衰性能）の向上を目的とした実績はあるものの、交通振動対策としての適用は初めてである。

解析モデルにおける桁端ダンパー（キールダンパー）は、図-8 に示すように、橋軸および鉛直方向にばね要素とダンパー要素でモデル化した。このダンパーは、制振材の断面積、厚みおよび温度依存性を有する損失係数で調整ができ、算出される減衰係数には最適値が存在するが、今回は、試験施工ということで 4Hz の振動を対象として、付加減衰 4% を仮定して、桁端ダンパー 1 箇所のばね定数および減衰係数（常温 20 度）は、それぞれ 7.76×10^4 kN/m および 3.09×10^3 kNsec/m とした。

解析上の桁端ダンパー（キールダンパー）の設置箇所は図-7 に示すように実際と同様に P2-P3 径間（1 径間）と径間数を増やした場合として P1-P4 径間（3 径間）の 2 つのモデルで解析を行った。

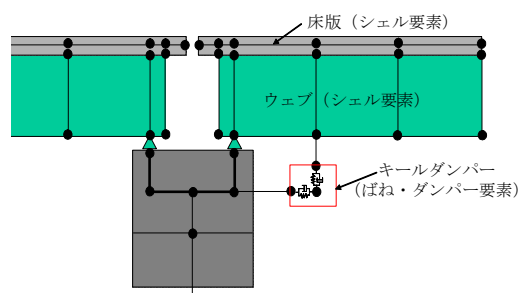


図-8 桁端ダンパー（キールダンパー）のモデル化

8. 実測による対策効果

桁端ダンパーの設置による対策効果について、振動調査を行った。測点配置は、図-2 に示したものとほぼ同じである。なお、桁端ダンパー設置後の振動調査は、設置前と同様に試験車両を用いた計測ができなかったため、一般車の走行データにより評価することにした。

8. 1 上部構造

上部構造の最大加速度振幅（鉛直方向）を径間別に桁端ダンパー設置前後で比較した結果を図-9 に示す（衝撃成分を除くため 20Hz 以上の成分を除去）。測点は、図-2 に示すサーボ型加速度計によるものである。なお、桁端ダンパー設置後の実験では試験車を走行させていないため、厳密な比較はできないが、支間中央において計測したたわみ波形から 1.3 倍程度、設置後の方が重量の重い大型車で比較した。これより、桁端ダンパーを設置していない P3-P4

間の加速度は設置前後で顕著な差異がないのに対して、桁端ダンパーを取り付けた P2-P3 間については 80km/h のケースと比較しても 20～30% 程度振幅が小さくなっている。また、P2-P3 間の測点における加速度は $16 \sim 35 \text{ cm/s}^2$ （平均 28 cm/s^2 ）、これに対して P3-P4 間では $32 \sim 48 \text{ cm/s}^2$ （平均 41 cm/s^2 ）であり、明らかに同じ単純径間を有する隣接径間と比較してみても桁端ダンパーを設置した P2-P3 間の振幅の方が小さい。

また、一般車走行による減衰自由振動波形からたわみ振動の減衰を算定したところ、桁端ダンパーを設置した P2-P3 間は、他の径間より減衰定数が 0.5 ～ 1.0% 大きく、2.5～3.0% の減衰を有していた。

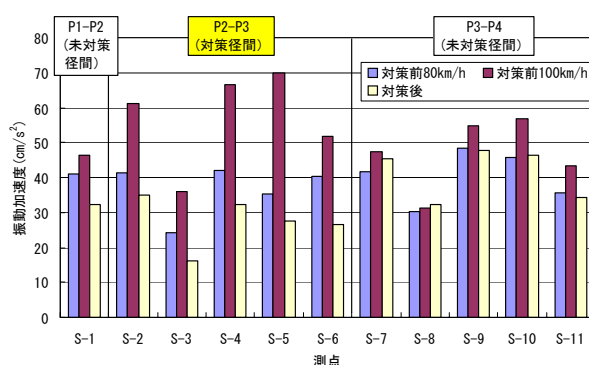


図-9 上部構造の最大加速度振幅

次に、上部構造の各径間中央における加速度を FFT により周波数分析した結果を図-10 に示す。これより、3.5～4.5Hz の卓越振動において、桁端ダンパーを設置した P2-P3 間の周波数帯では、卓越が明らかに小さくなっていることがわかる。

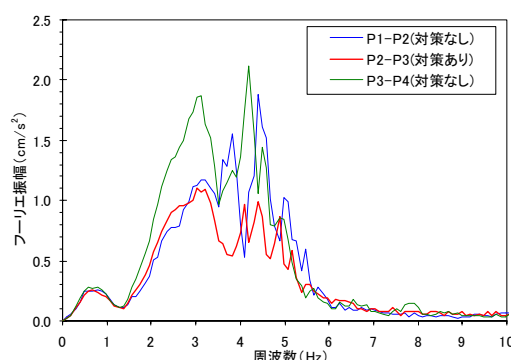


図-10 各径間中央の加速度スペクトル

8. 2 官民境界・家屋脇の地盤

桁端ダンパー設置前後の官民境界・家屋脇の地盤上における振動レベル ($L_{\max}$ 平均および L_{10} 平均) の比較を表-3 に示す。X、Y および Z は、それぞれ対象橋梁に合わせた橋軸、橋軸直角および鉛直方向を示している。なお、 $L_{\max}$ の平均値は 22 時～翌 6 時

までの毎 10 分間の L_{max} を算術平均した結果、 L_{10} の平均値は 22 時～翌 6 時までの毎 10 分間の L_{10} を算術平均した結果を示している。表中の色付けしたところは、設置前に比べて低減したことを示している。

これより、下り線 P2 橋脚脇ではそれほど低減が見られなかったものの、P3 橋脚脇では X、Y 水平面において 2dB 程度の低減が見られる。また、官民境界および家屋脇の地盤上における振動レベル (L_{max} 平均および L_{10} 平均) は、水平方向 2.5～4.5dB、鉛直方向 2.9～4.0dB 程度低減していた。

このように試験的に 1 径間のみに桁端ダンパーを設置した結果、苦情住民から、家屋内ではまだ少し振動を感じられるものの、設置前に比べて苦痛を感じるレベルには達していないとの回答を得ることができた。

表-3 振動レベルの比較 (単位: dB)

評価値	対策有無	G-H1			G-H2			G-P2			G-P3		
		下り線家屋脇			下り線官民境界			下り線P2脇			下り線P3脇		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
L_{max} 平均	対策前	47.4	47.6	53.2	54.9	52.0	57.1	55.4	53.7	62.6	59.0	58.4	62.6
	対策後	44.6	44.6	49.6	51.7	48.6	54.2	56.9	53.0	62.8	57.0	55.9	62.4
	後-前	-2.8	-3.0	-3.6	-3.2	-3.4	-2.9	1.5	-0.7	0.2	-1.9	-2.5	-0.2
L_{10} 平均	対策前	36.1	35.4	42.4	43.1	39.8	45.1	43.4	41.2	50.5	45.7	42.7	50.6
	対策後	32.0	31.7	38.3	38.7	37.3	41.6	44.3	41.2	50.7	43.6	40.4	49.8
	後-前	-4.1	-3.6	-4.0	-4.5	-2.5	-3.5	0.8	0.0	0.2	-2.1	-2.3	-0.8

9. 解析による対策効果

対象橋梁付近の地盤条件の影響により、橋脚脇における桁端ダンパー設置前後の低減差は若干ばらつきが見られた。そこで、解析上での桁端ダンパーの設置による振動特性および応答値の変化を車両走行シミュレーションにより検討することにした。

比較した解析モデルは、桁端ダンパー設置前および設置後モデル (桁端ダンパーを P2-P3 径間の 1 径間分に設置したモデル、P1-P4 径間の 3 径間分に設置したモデル) の 3 タイプに対して、それぞれ橋脚下端固定と下端ばねとした計 6 モデルとした。

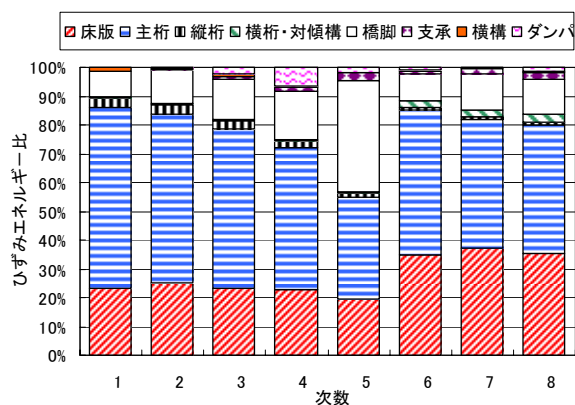
9. 1 振動数の変化

固有振動解析により、設置前モデルのたわみ振動数 (4Hz 付近) に比べて P2-P3 径間設置後モデルおよび P1-P4 径間設置後モデルの固有振動数は、桁端ダンパーのばね要素剛性によって 0.3% および 2% 程度振動数が増加する結果となった。

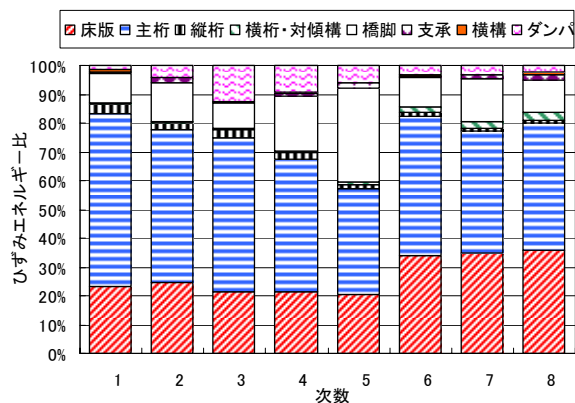
9. 2 ひずみエネルギー比

ひずみエネルギー比⁹⁾は、減衰との相関があることが知られており、ここでは桁端ダンパーを設置したモデルを用いてひずみエネルギー比を算出し、

桁端ダンパーのばね要素における減衰寄与について検討した。なお、モデル上の各構成部材は、床版、主桁、縦桁、横桁・対傾構、橋脚、支承、横構、桁端ダンパーごとに分類した。桁端ダンパー設置後モデルの P2-P3 径間 (1 径間分) と P1-P4 径間 (3 径間分) の解析モデル (下端固定ケース) におけるひずみエネルギー比を図-11 に示す。



(a) P2-P3 径間 (1 径間分) モデル



(b) P1-P4 径間 (3 径間分) モデル

図-11 ひずみエネルギー比 (桁端ダンパー設置後)

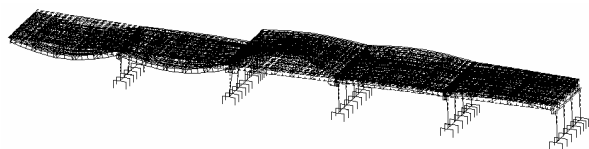
1 次～5 次が、たわみ 1 次形状を示す振動モードである。これより、それぞれの振動モードにおいてひずみエネルギー比が大きい部材は、主桁であることがわかる。すなわち、主桁の振動を抑えることが対策工法として有効であると考えられる。

P2-P3 径間に桁端ダンパーを設置したモデルでは 4 次振動 (図-12 (a))、P1-P4 径間に桁端ダンパーを設置したモデルでは 3 次 (図-12 (c)) および 4 次振動で桁端ダンパーのひずみエネルギー比の占める割合が大きくなっており、減衰に大きく寄与しているものと考えられる。

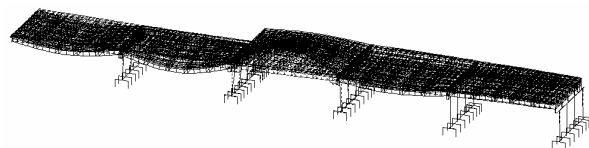
また、6 次振動以降のねじり振動に対しては、桁端ダンパーのひずみエネルギー比の占める割合が小さくなっており、たわみ振動に比べて減衰への寄与が小さいと考えられる。

表-4 各解析モデルにおける桁端ダンパーのひずみエネルギー（単位:kNm）

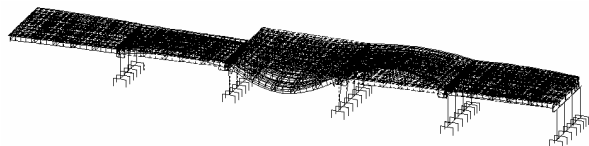
次数	P2-P3(1径間)		P1-P4(3径間)	
	固定	ばね	固定	ばね
1	1.12	12.01	16.86	47.30
2	4.64	2.48	56.97	8.20
3	30.30	7.64	163.56	53.78
4	88.99	3.69	129.65	140.53
5	24.48	109.27	88.04	163.37



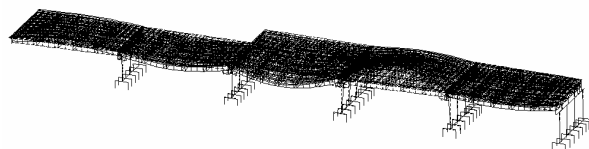
(a) 4次振動（P2-P3 径間モデル，下端固定）



(b) 5次振動（P2-P3 径間モデル，下端ばね）



(c) 3次振動（P1-P4 径間モデル，下端固定）



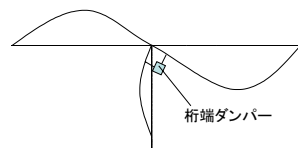
(d) 4次振動（P1-P4 径間モデル，下端ばね）

図-12 同一形状の振動モード比較

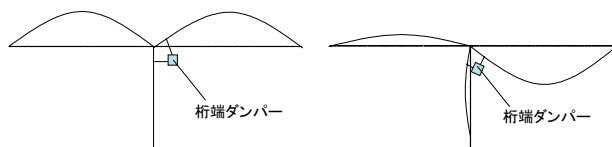
各モデルのたわみ振動（1次～5次）の内，同一形状の振動モードにおいて，橋脚下端の支持条件の違いにより，桁端ダンパーのひずみエネルギーがどの程度異なるのか調べた．表-4は，5次振動までの桁端ダンパーのひずみエネルギーだけを取り出してまとめたものである．また，表中で色付けした，各モデルにおいて同一形状をした振動モードを図-12に示す．

これより，橋脚下端の支持条件で比較すると，P2-P3モデルでは，地盤ばねを考慮した下端ばねモデルの方が桁端ダンパーのひずみエネルギーが大きい．一方，P1-P4モデルでは橋脚下端を固定とした方が桁端ダンパーのひずみエネルギーが大きい．これより，一概に橋脚下端の地盤条件が悪くても桁端ダンパーの減衰効果が低下しないことを示していると考えられる．

上述した理由を下端固定の場合を例にとり簡単にまとめると，図-13のようになる．主桁と橋脚との連成振動により，主桁の振動モードと橋脚の振動モードとの相対角が90度に近い場合は，桁端ダンパーのせん断変形が小さく，エネルギー吸収は小さい．一方，相対角が鋭角または鈍角になった場合，桁端ダンパーのせん断変形が大きくなり，エネルギー吸収も大きくなる．したがって，一概に地盤ばねを考慮したモデルの方が桁端ダンパーのエネルギー吸収が大きくなるまたは小さくなるとは言えず，振動モードによって異なるものと考えられる．



(a) せん断変形が小さい場合



(b) せん断変形が大きい場合

図-13 概略図（下端固定の場合）

上述したひずみエネルギー比と各要素の等価減衰定数を用いて各振動のひずみエネルギー比例減衰を算出した．本解析では，等価減衰定数として，コンクリート（床版，地覆・壁高欄，橋脚）2%，鋼材（主桁，縦桁，横桁，対傾構，横構）1.5%，支承3%，基礎4%の等価減衰定数を仮定した．

車両走行シミュレーションでは，上記のひずみエネルギー比例減衰により算出したモード減衰定数と固有振動数から任意の2組を用いて Rayleigh 減衰を仮定した．Rayleigh 減衰を仮定した2組のモード減衰定数と固有振動数，さらに Rayleigh 減衰パラメータを表-5に示す．なお，Rayleigh 減衰曲線は，各振動モードの下限となるように設定した．桁端ダンパーを設置した解析ケースは，設置前モデルと同じ Rayleigh 減衰を仮定し，ダンパーの粘性減衰を考慮することにした．

表-5 Rayleigh 減衰パラメータ

		対策前(固定)	対策前(ばね)	対策後
振動数 (Hz)	f_1	3.830	3.734	—
	f_2	9.644	9.610	—
減衰定数 (-)	h_1	0.017	0.018	—
	h_2	0.017	0.017	—
減衰パラメータ	α	3.955E-04	4.090E-04	対策前と同じ
	β	5.684E-01	6.093E-01	対策前と同じ

9. 3 車両走行による加速度応答の変化

(1) 車両走行シミュレーションの概要

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。また、シミュレーションに用いた車両モデルを図-14 に、諸元を表-6 に示す。車両モデルは、実測における左右車輪位置の路面凹凸を入力できるように立体車両とした。車両モデルの各諸元は、試験車両に設置した加速度から推定した。

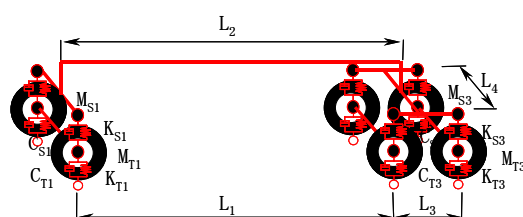


図-14 車両モデル

表-6 車両モデル（試験車両）の諸元

項目	記号	単位	
車両総重量		kN	196.00
前輪			
ばね上質量	M_{S1}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec}^2)$	2.250
ばね上ばね定数	K_{S1}	kN/m	343.0
ばね上減衰係数	C_{S1}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec})$	4.900
ばね下質量	M_{T1}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec}^2)$	0.250
ばね下ばね定数	K_{T1}	kN/m	1225.0
ばね下減衰係数	C_{T1}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec})$	0.098
後輪前軸・後輪後軸			
ばね上質量	M_{S2}, M_{S3}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec}^2)$	2.750
ばね上ばね定数	K_{S2}, K_{S3}	kN/m	1764.0
ばね上減衰係数	C_{S2}, C_{S3}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec})$	7.840
ばね下質量	M_{T2}, M_{T3}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec}^2)$	1.000
ばね下ばね定数	K_{T2}, K_{T3}	kN/m	2450.0
ばね下減衰係数	C_{T2}, C_{T3}	$\text{kN}/(\text{m}/\text{sec})$	0.098
前輪-後輪前軸間	L_1	m	3.200
前輪-後輪中心間	L_2	m	3.850
後輪後軸間	L_3	m	1.300
左右車輪間	L_4	m	2.000

車両走行シミュレーションに用いる路面凹凸データを取得するために、車両走行位置（走行車線、追越車線の左右車輪位置）における路面凹凸を 8m プロ

フィルメーターにより計測した。計測した路面凹凸は基準梁（8m）で計測しているため、凹凸周期によっては実際の路面凹凸を現していない場合がある。

そこで、計測した路面凹凸を実際の路面に変換¹⁰⁾した。路面凹凸波形（追越車線、走行車線の左右車輪位置）を図-15 に示す。

対象橋梁上の路面凹凸は、各車線ともに支間中央部と伸縮継手部において大きな凹凸を有する路面性状となっている。これらの路面凹凸周期は 6m および 8m となっており、大型車が走行速度 80km/h ～ 110km/h で走行することによって車両の加振力が大きくなる可能性のある路面⁴⁾と考えられる。

(2) 解析モデルの妥当性の検証

試験車両が、ダンパー設置前に走行速度 80km/h で走行車線を走行した場合の加速度応答を実験と解析（設置前モデルの下端固定と下端ばね）で比較した。比較した測点は、P2-P3 径間中央（S-4）の鉛直方向の加速度および P2 橋脚天端（P-P2）の橋軸方向の加速度とした。それぞれの測点における加速度波形とそのスペクトルを図-16 に示す。

これより、各測点の加速度波形は、下端固定および下端ばねとしたモデルともに実測に近い傾向を示しているといえるが、減衰波形に着目すると、P2-P3 径間中央（S-4）の加速度では、下端固定モデルにおいて実測との差異が若干見られ、橋脚天端においては、下端ばねとしたモデルにおいて、実測との差異が若干見られる。これより、加速度波形を見る限り、実際は下端固定と下端ばねの中間程度の支持条件になっているものと考えられる。

P2-P3 径間中央のスペクトルを見ると 3Hz 付近の試験車両の後輪ばね上振動、4Hz 付近のたわみ振動の卓越が見られ、実測に近い傾向を示している。また、橋脚天端では、下端固定としたモデルが実測に近く、下端ばねとしたモデルにおいて若干の差異が見られた。対象橋梁周辺の地盤は、比較的軟弱地盤であるが、微小振幅時の地盤ばねの算定は、難しいと思われる。

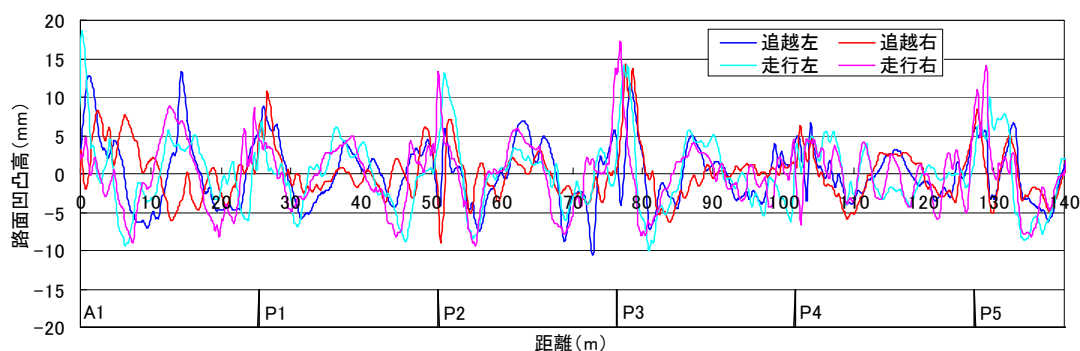
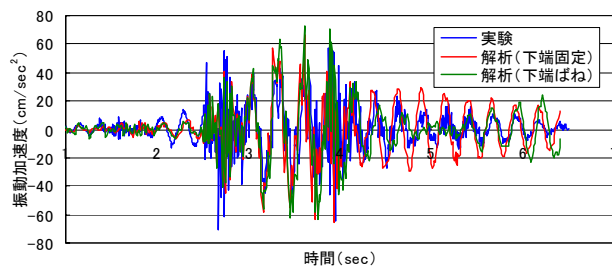
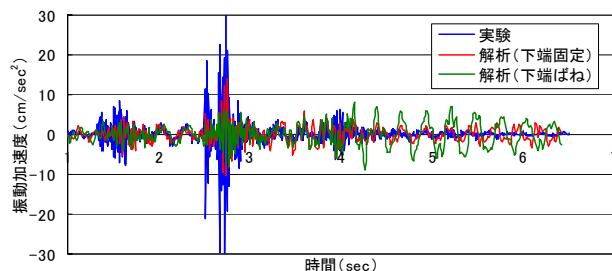


図-15 路面凹凸

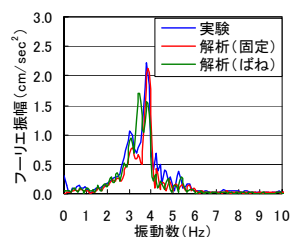
以上より、下端固定と地盤ばねを考慮した2つの解析モデルを用いることにより、概ね実橋の振動特性を網羅しているものと考えられる。



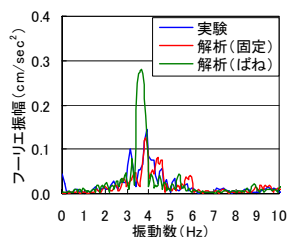
(a) P2-P3 径間中央 (S-4) の振動加速度 (鉛直)



(b) P2 橋脚天端の振動加速度 (橋軸)



(c) P2-P3 径間中央



(d) P2 橋脚天端

図-16 実測との比較 (設置前モデル)

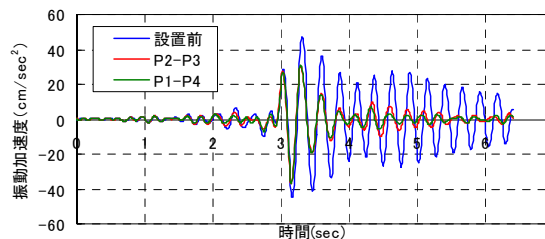
(3) 桁端ダンパー設置前後の比較

桁端ダンパー設置前後の解析上の加速度波形を比較した。走行車線および追越車線を 80km/h で走行したときの P2-P3 径間中央 (測点: S-4) における鉛直方向の加速度およびスペクトルを図-17 に示す。なお、ここでの比較は、フーチング下端を固定としたモデルを用い、加速度波形は振動低減が大きく見られるように 8Hz のローパスフィルターを施している。

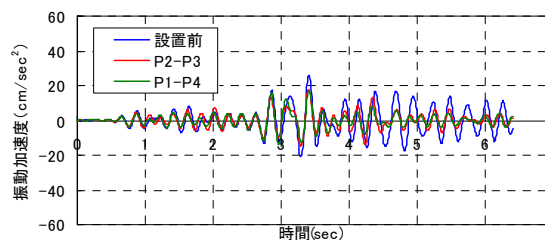
これより、走行車線を走行した場合、4Hz 付近のたわみ振動が大きく卓越し、追越車線を走行した場合、それに加えて 5Hz 付近のねじり振動が大きく卓越している。追越車線ケースにおいて、P2-P3 および P1-P4 に桁端ダンパーを設置した場合、4Hz 付近のたわみ振動は大きな低減が見られるが、5Hz 付近のねじり振動は低減量が少ない。

また、ダンパー設置による解析上の P2-P3 径間中

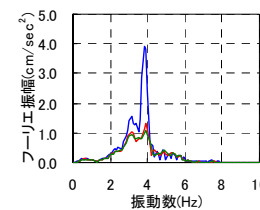
央におけるたわみ振動モードの減衰定数は、設置前で 1.8% に対して、P2-P3 径間の設置により 2.4%、P1-P4 径間の設置により 5.3% であった。



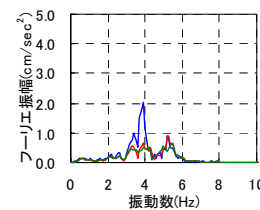
(a) P2-P3 径間中央 (S-4) の加速度 (走行車線)



(b) P2-P3 径間中央 (S-4) の加速度 (追越車線)



(c) 走行車線



(d) 追越車線

図-17 桁端ダンパー設置前後の比較

9. 4 等価振動レベル

桁端ダンパーを高架橋の橋脚に設置した場合、以下のような不明な点が挙げられる。

- ① 隣接する上部構造と橋脚が連成振動するため、卓越する振動モードによって桁端ダンパーの減衰性能に差がでるのか。
- ② 地盤条件 (下端固定と下端ばねの比較) によって減衰性能はどの程度異なるのか。
- ③ 桁端ダンパーによる反力が橋脚を伝播して橋脚基部では振動が増幅しないのか。

そこで、上述した点を検討するために、桁端ダンパー設置前と設置後 (P2-P3 および P1-P4 に設置した場合) の各測点における等価振動レベル¹¹⁾の相対差 (設置後-設置前; マイナス値が低減を示す) から解析上の応答値の変化を求めた。なお、等価振動レベルは、加速度波形に対して低次振動のみを抽出するために 8Hz のローパスフィルターを施したデータから求めている。

(1) 主桁について

主桁で比較した測点は、P2-P3 径間の本線上 S-2, S-4, S-5 および S-6 とした(測点場所: 図-2 参照). 大型車両が 80km/h で各車線(走行, 追越)を走行したときの橋脚下端固定および下端ばねモデルの各測点における桁端ダンパー設置前後の等価振動レベル差(鉛直方向)を図-18 に示す.

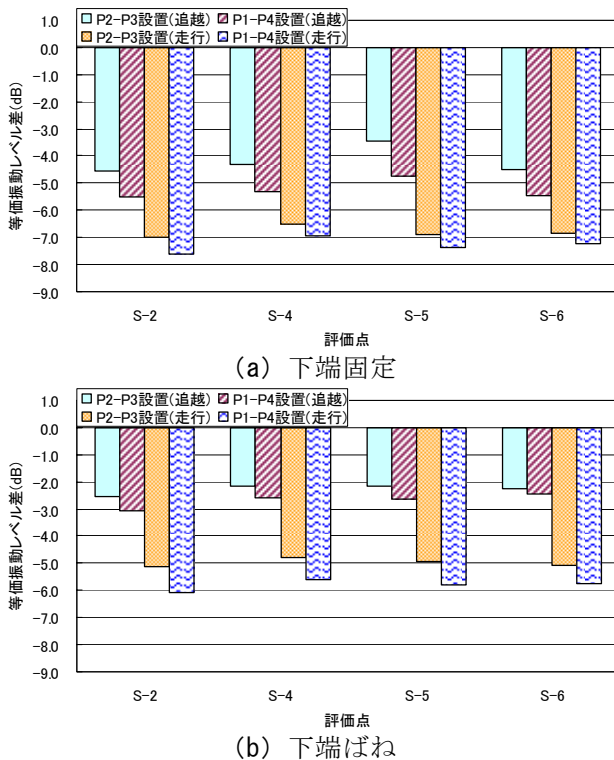


図-18 主桁の等価振動レベル差(鉛直)

橋脚下端固定および下端ばねの各モデルともに, 主桁では, P2-P3 に桁端ダンパーを設置した場合, P1-P4 に設置した場合に比べて, 1dB 程度しか異なっておらず, 1 径間に設置しただけでも十分な低減量が得られている.

また, 走行車線別にみると, 大型車両が追越車線を走行した場合よりも走行車線を走行した方が低減傾向にある. これは, 追越車線を走行するとたわみ振動に加えて, ねじり振動の卓越も大きくなり, 卓越モードによっては設置前よりもねじり振動成分の卓越が大きくなり, 制振効果が若干小さくなる傾向にある.

橋脚下端の支持条件別で比較すると, 橋脚下端固定の場合の方が下端ばねよりも全体的に低減量が多い傾向にある.

(2) 橋脚について

橋脚については, 図-19 に示す P2 橋脚の天端および基部に着目した. 大型車両が 80km/h で各車線(走行, 追越)を走行したときの P2 橋脚における

各測点の方向別(橋軸, 橋軸直角, 鉛直)の等価振動レベルの相対差として, 橋脚下端固定および下端ばねの結果を図-20 および図-21 にそれぞれ示す.

i) 橋軸方向

方向別で比較すると, 全体的に橋軸方向の振動低減が大きい. これは, たわみ振動に伴い, 橋脚の橋軸方向の振動が大きかったが, たわみ振動による桁端部の回転変位を桁端ダンパーにより, 主に橋軸方向のせん断変形に変換して制振したためである.

また, 上部構造で述べたこととは逆に, 下端固定よりも下端ばねの低減量が多い. これは, 橋脚下端をばね支持したことにより, 橋脚振動(橋軸成分)が減衰に寄与していることを示している. それらは, たわみ振動のみであり, 追越車線を走行した場合のねじり振動の卓越に対しては, 下端固定よりも大きな低減量を見込めない結果となった.

P2-P3 に桁端ダンパーを設置した場合に比べて, P1-P4 設置した場合は, 走行車線ケースで 1.0 ~ 3.0dB 程度低減しているが, P2-P3 の 1 径間分に設置した場合だけでも十分な低減量が得られていると考えられる.

橋脚基部(P2-1~P2-3)と橋脚天端(P2-4~P2-6)を比較すると, 天端から基部への低減量は, 概ね減少傾向になっており, 主桁からの反力を桁端ダンパーが受けて橋脚基部に伝播するまでの間に増幅されることはないものと考えられる. しかしながら, ダンパーの減衰係数の設定によっては, 増幅すること考えられ, 減衰係数の設定には注意が必要と考えられる.

断面方向で考察すると, 橋脚下端固定の場合は, 橋脚の鉛直軸周りの複雑なねじり振動(本線側と入路側の上部構造の剛性差も影響)により, 本線から遠ざかるにしたがい低減量が少なくなっている. 一方, 下端ばねの場合は, 橋脚下端の地盤ばねの影響により, 下端固定に比べて低減量が多い. このように橋脚下端の支持条件, 走行する車線(走行, 追越)および測点場所により低減量が様々である.

ii) 橋軸直角方向

橋軸直角方向成分は, 主に上部構造のねじり振動による面外成分および橋脚の面外振動の影響が現れていると考えられる. 走行車線ケースに比べて, 追越車線の低減量が少なくなっており, 上部構造のねじり振動と橋脚振動との連成により卓越振動モードによる影響が顕著に現れている.

橋脚下端ばねの場合は, 橋脚の面外振動の影響により, どの測点においてもほぼ同じ低減量となっており, 橋脚下端の支持条件により各測点で得られる値も大きく左右されている.

また、橋脚下端固定の場合の方が、追越車線を走行した際の低減量が多く、P1-P4に桁端ダンパーを設置した場合、1.0～2.0dB程度の低減が見込める。

iii) 鉛直方向

橋軸および橋軸直角方向と同様に、追越車線ケースよりも走行車線ケースの方の低減量が多い。P2-P3の1径間分に桁端ダンパーを設置しただけでも走行車線ケースにおいて1.0～2.0dB程度の低減量が見込める。

実際の大型車両は、重量が様々である上に、各車線（走行、追越）を単独、連行および並走など様々な走行パターンがあり、走行速度も異なっている。また、橋脚下端の支持条件も下端固定から下端ばねの範囲まで振動振幅にも依存していると考えられ、今回の実測結果と解析結果を直接比較することは難しいが、解析上での桁端ダンパーを高架橋に適用した際の傾向を把握することができた。

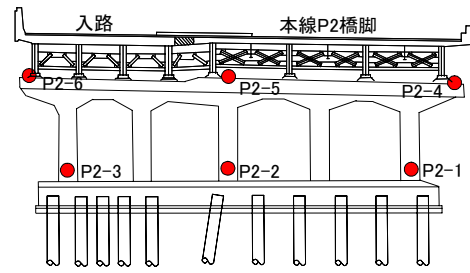
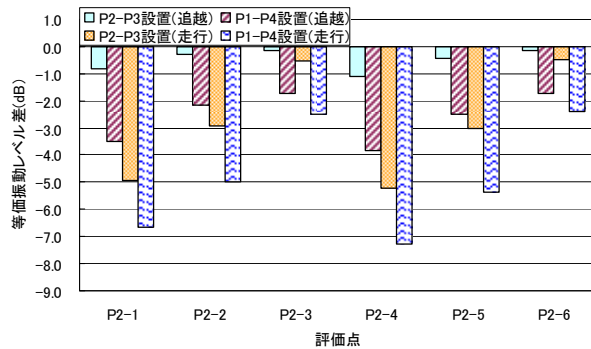


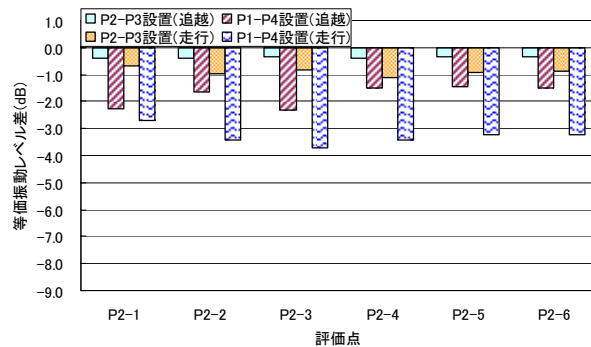
図-19 解析における測点（P2 橋脚）

10. まとめ

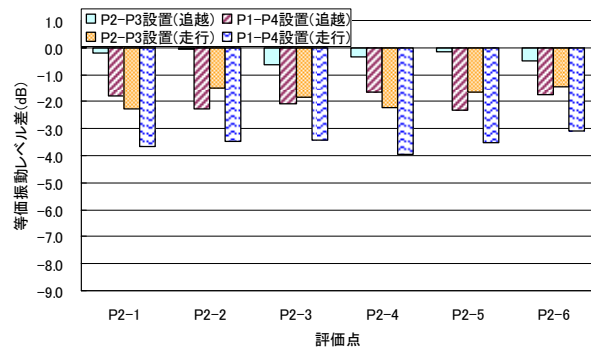
本研究では、高架橋周辺の家屋において発生した、振動問題に対して試験車両を用いた振動調査や現橋をモデル化した解析モデルを用いて、原因の究明を行った。その原因に対する振動対策として、1径間に桁端ダンパーを試験施工した。実測による一般車を対象とした振動低減を評価するとともに、実測



(a) 橋軸方向

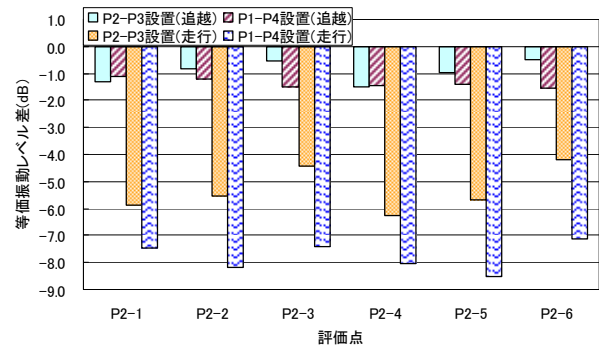


(b) 橋軸直角方向

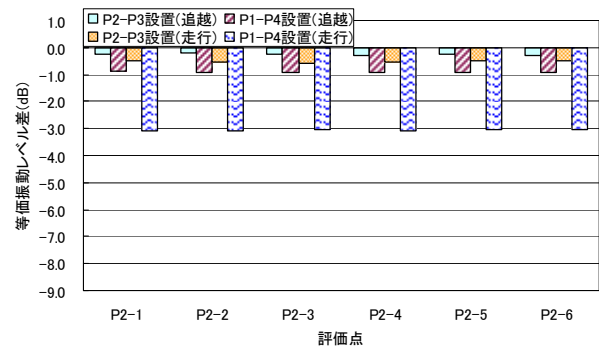


(c) 鉛直方向

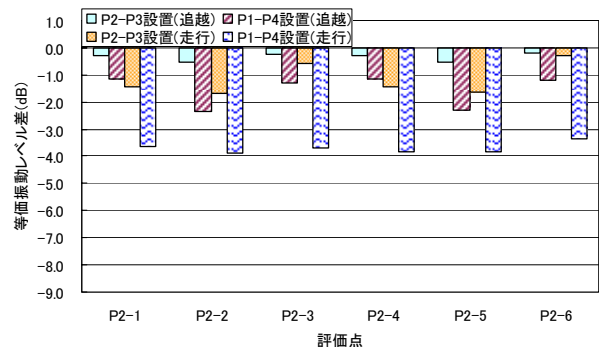
図-20 等価振動レベル差（下端固定の場合）



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向



(c) 鉛直方向

図-21 等価振動レベル差（下端ばねの場合）

から把握できなかった桁端ダンパーを高架橋に適用する上での不明な点を解析により検討した。

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- (1) 家屋脇地盤では、高架橋の 4Hz 付近のたわみ振動成分が伝播していた。また、家屋内（木造 2 階）では 4~5Hz に固有の水平振動が存在するものと考えられ、橋梁のたわみ振動と家屋の水平振動が連成していた。
- (2) 桁端ダンパー設置前後の実測による主桁の加速度振幅は、桁端ダンパーを設置することにより、明らかに振幅が小さくなっていた。
- (3) 一般車走行による減衰自由振動波形からたわみ振動の減衰定数を算定したところ、桁端ダンパーを設置した径間は、他の径間より減衰定数が 0.5~1.0%大きく、2.5~3.0%の減衰を有していた。
- (4) 実測の桁端ダンパー設置前後における P2 橋脚脇での地盤上の振動レベル ($L_{\max}$ 平均および L_{10} 平均) の比較からは、それほど低減が見られなかったものの、P3 橋脚脇では X, Y 水平面において 2dB 程度の低減が見られた。また、官民境界および家屋脇の地盤上では、水平方向 2.5~4.5dB、鉛直方向 2.9~4.0dB 程度低減していた。
- (5) 実測と桁端ダンパー設置前モデルと比較したところ、概ね実測と類似した傾向を示しており、解析モデルの妥当性を確認した。
- (6) 桁端ダンパーを P2-P3 の 1 径間に設置した場合と、P1-P4 の 3 径間に設置した場合の解析における主桁の等価振動レベルを比較したところ、1dB 程度しか異なっておらず、1 径間に設置しただけでも十分な低減量が得られていた。
- (7) 桁ダンパー設置前後の下端固定と下端ばねにおける等価振動レベルの比較から、下端固定の場合の方が上部構造（主桁）での低減量が多く、下端ばねの場合は橋脚の橋軸方向での低減量が多かった。これにより、地盤条件により低減量が主桁と橋脚で異なっていた。
- (8) 桁端ダンパー設置前後の橋脚基部（P2-1~P2-3）と橋脚天端（P2-4~P2-6）における等価振動レベルから、天端から基部への低減量は、概ね減少傾向にあり、主桁からの反力を桁端ダンパーが受けて橋脚基部に伝播するまでの間に増幅されることはないものと考えられる。しかしながら、ダンパーの減衰係数の設定によっては、増幅すること考えられ、減衰係数の設定には注意が必要と考えられる。

- (9) 桁端ダンパー設置前後の各測点における等価振動レベルから、追越車線を走行した場合、ねじり振動の影響により低減量が少なくなっていた。高架橋の場合、上部構造と橋脚が連成振動するため、卓越する振動モードに影響されて低減量が異なっていた。
- (10) 橋脚下端固定（地盤条件が良い場合）とした場合と下端ばね（地盤条件が悪い場合）とした場合では、上部構造と橋脚の連成振動により、車線別、橋脚の測点場所において低減量に大きな違いが見られた。特に、ねじり振動の影響により、両者の橋軸および橋軸直角方向の追越車線ケースで顕著な差が見られた。

今後の課題

今回対象とした橋梁は、鋼製支承（BP-B）であった。一般的に、鋼製支承は、車両走行などの微小振幅時において可動しておらず、橋脚が橋軸方向へ変位（振動）している状況である。これが、弾性支承になった場合、今回得られた結果とは異なるものと考えられる。このような支承の種別による桁端ダンパーの減衰性能についても今後は検討していく必要があると考えている。

謝辞

本解析に際してデータ整理を手伝ってくれた金沢大学大学院博士前期課程 1 年伊藤裕章氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) S. Fukada: Infrasound and Vibration of Short Span Bridge due to Running Vehicle, Proceedings of Inter-noise 2006, (on CD-ROM) No.078, 2006.12.
- 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) S. Fukada: Dynamic interaction of Nielsen system Lohse girder bridge and vehicle induced roughness of road surface, Proceeding of the 3rd International Symposium on Environmental Vibrations, pp.363-368, 2007.11.
- 4) 室井智文, 薄井王尚, 樺山好幸, 深田幸史, 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.

- 5) 安田克典, 清水義和, 岡田徹, 本家浩一, 安部健, 大杉隆洋: 橋梁用制振装置 (キールダンパー), 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 4, pp. 25-31, 2004. 4.
- 6) 吉村登志雄, 岡田徹, 清水義和, 藤波玄, 安部健, 大杉隆洋: 橋梁用制振装置 (キールダンパー) を設置した橋梁の車両走行時の振動計測, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, I-539, 2005. 9.
- 7) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 2007. 1.
- 8) 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.
- 9) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No. 543/I-36, pp. 217-227, 1996. 7.
- 10) 讃岐康博, 梶川康男, 深田宰史, 杵本正信: プロファイルメータでの測定路面から実路面への近似法の提案, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 399-410, 2001. 3.
- 11) 日本建築学会 編: 環境振動・固体音の測定技術マニュアル, (株) オーム社, pp. 19-30, 1999. 3.

(2008. 9. 18 受付)