解析上で斜角延長床版化した橋梁の振動・音響特性に関する一考察

Simulation of vibration and sound characteristics occurred from extended deck bridges with various skew due to running vehicle

深田宰史*,薄井王尚**,梶川康男***,原田政彦**** Saiji Fukada, Kimihisa Usui, Yasuo Kajikawa and Masahiko Harada

*博(工),金沢大学大学院助教授,自然科学研究科(〒920-1192 金沢市角間町)
 ** 金沢大学大学院博士後期課程,自然科学研究科(同上))
 ***工博,金沢大学大学院教授,自然科学研究科(同上))
 *****博(工),大日本コンサルタント㈱,本社構造事業部(〒170-0003 豊島区駒込 3-23-1)

The generating factor of vibration, which occurred at the circumferential environment of a highway bridge, is the impact force produced by vehicles running the level difference of expansion joint. Such vibration has affected running stability, noise, infrasound and ground vibration. This study thought that reducing the impact force, at the time when vehicles are running the level difference of expansion joint, reduced the ground vibration. In the general case of the straight bridge, right and left rear wheels run on the expansion joint at the same time. However, in the skew bridge, rear wheel of either side do not run on the expansion joint at the same time. Therefore, the half impact force acting on the skew bridge is reduced. Then, the analytical models of extended deck bridges with various skew (80, 70 and 60 degrees) were made. The changes of the sound characteristics around the bridge were estimated by the dynamic response analysis due to running vehicles on the each analytical bridge model.

Key Words: Skew, extended deck bridge, Vibration characteristics, Sound characteristics +-ワード: 斜角, 延長床版, 振動特性, 音響特性

1. **まえがき**

周辺環境に対して影響を及ぼす橋梁振動の発生要因¹⁾ として,伸縮装置部の段差を大型車両が乗り越える際の 衝撃力が挙げられる.この衝撃により生じた上部構造の 振動応答は,大型車両の各軸重量に必ずしも比例するわ けではなく²⁾,ばね上やばね下のばね特性と減衰特性, 車両が伸縮装置の手前まで振動していた状況,走行速度 および段差量³⁾⁴⁾などに起因していると考えられる.

一方,伸縮装置部の段差が生じる要因は次のようなものが考えられる. 経年とともに伸縮装置前後の舗装が削られる場合,伸縮装置部の据付不良, 隣接する径間の前径間を車両が走行することによりたわみが発生し, それに起因して伸縮装置部に段差(キックアップ)が生じる場合.

このような段差により,床版端部,端横桁および端対 傾構などの部材には,ばね下振動に起因した10~20Hzの 振動や発生原因が特定できない20Hz~50Hzの振動が生 じる¹⁾.さらに,ばね下振動に起因した振動は,走行し ている車両の乗り心地などの走行安定性に影響を与えて いるだけでなく,低周波音,騒音⁵⁾などの音環境や橋梁 周辺の地盤振動⁶⁾, さらには, 伸縮装置などの橋梁部材 の耐久性⁷⁾にも影響を及ぼしている.

そこで本研究では,大型車両が伸縮装置部の段差を乗 り越える際の衝撃力を低減することで,橋体へのばね下 振動の入力を減らし,橋梁の周辺環境へ伝播する振動お よび音圧の低減を図ろうと考えた.

このような概念を有する振動低減対策の一つに延長床 版工法⁸⁾がある.この工法は,直橋として適用される場 合が多く,桁かかり部の床版をそのまま土工部に延長す ることで,既設橋梁部へ進入する前に,左右の車輪によ る衝撃力を土工部で減衰させることを目的としている.

これに対して本研究では,左右の車輪がほぼ同時に橋体に衝撃力を与える直橋として延長床版工法を適用する のではなく,支間長は変えず,桁かかり部の床版を土工 部に斜角を施しながら延長することで左右の車輪による 衝撃力を同時に橋体へ入力させない方法を考えた.

そこで,まず本研究では,支間長 30m の橋梁を対象として,解析モデルを作成し,車両を用いた実験との比較により,解析モデルや解析方法の妥当性を確かめた.

次に,妥当性を確かめた解析モデル,解析方法を用いて,数値解析上で斜角80,70 および60度の橋梁モデル



2.3 **車両走行実験**

橋梁上を車両が走行した時の橋梁の動的応答を 把握するため,大型ダンプ(196 k N 車)1 台を走 行させ,橋梁の鉛直および水平方向の速度,支承 部の変位などを計測した.走行位置は,中央走行 と偏心走行とし,走行速度は 30m/h,40m/h, 50km/h,60km/hの4パターンとした.



を作成し,車両が橋梁を走行した時の振動特性の変化を 調べた.

最後に,走行速度,車両ばね特性および斜角部の地盤 条件をパラメータとした場合,各斜角ケースにおいて, 周辺環境に与える音響特性がどの程度変わるのか数値解 析上で検討した.

2. 車両を用いた実験の概要

本研究で対象とした橋梁は,支間長 30m,4 本の主桁 を有する単純桁橋とした.一般図を図-1 に示す.

解析モデルおよび解析方法の妥当性を確かめるため, この橋梁を対象として以下の実験を行った.また,測点 の配置図を図-2に示す.

2.1 準静的載荷実験

対象橋梁が有する剛性の確認,支承などの境界条件の 把握および車両載荷時の準静的な変位挙動を把握するた めに試験車両を用いた準静的載荷実験を行った.この実 験では,大型ダンプ(総重量 196kN 車1台)がゆっくり と徐行することで橋梁の鉛直変位および支承部の変位を 動的に計測する.載荷位置は,中央および偏心とした.

2.2 衝擊加振実験

対象橋梁の卓越振動数および振動モードを把握することを目的として,大型ダンプを用いた衝撃加振実験を行った.大型ダンプの前輪を10cm程度の踏板から落下させ,橋梁に卓越する各振動モードの確認を行った.加振位置は,支間1/8点,1/4点,3/8点,1/2点の位置で,中央および偏心位置で衝撃加振した.

2.4 路面凹凸の計測

車両走行位置(中央載荷・偏心載荷の左右車輪位置) の路面凹凸を 3m プロフィルメータにより計測した.



(a) 3m プロフィルメータにより計測した路面凹凸



(b) 実際の路面に変換した再現路面 図-3 路面凹凸(青丸は,支点と1/8点ずつのマーク)

計測した路面凹凸は,3mに固定された基準梁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

の路面に変換した⁹⁾.それらの路面凹凸波形を図-3(橋 梁部は0~30m)に示す.橋軸方向の計測位置は,橋梁前 後20mと橋梁上とした.

3.解析概要

対象橋梁を図-4 に示すように立体構造にモデル化した.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,上,下フランジを梁要素とした.また,対傾構, 横構を梁要素とした.支承はばね要素とした.

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.地覆やハンチについては,梁要素でモ デル化して,剛性および質量を考慮している.また,舗 装の剛性は無視し,質量のみ考慮した.モデル化詳細図 を図-5に示す.

対象橋梁は,A1 側が鋼製支承(BP),A2 側が弾性支承 (ゴム支承)となっており,それらの微小振幅時のばね 定数が明らかではなかった.そこで,表-1 に示すように 支承のばね定数をパラメトリックに扱った.なお,弾性 支承のばね定数は,文献¹⁰⁾を基準に考え,橋軸方向のみ 基準の倍率をパラメータとした.JC301(数字の上1桁は BP支承の橋軸ばね定数を区別し,下2桁は弾性支承の橋 軸倍率を示す)の支承ばね要素のばね定数を表-2 に示す.



図-4 橋梁モデルの全体図



表-1 解析ケース

1
+05
01
05
10
20
30
(

車両走行による動的応答解析では,Newmark 法(時間間隔 0.005sec, = 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,動的応答解析に用い た車両モデルを図-6 に,諸元を表-3 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波形から推定した.

表-2 支承ばね要素のばね定数(JC301の場合)

	単位	鋼製支承	弾性支承
Х	kN/m	9.800E+03	2.268E+03
У	kN/m	9.800E+10	9.800E+10
Z	kN/m	9.800E+10	6.267E+05
Х	kNm/rad	0.000E+00	2.250E+03
У	kNm/rad	0.000E+00	2.250E+03
Z	kNm/rad	0.000E+00	4.899E+01



図-6 車両モデル



	項目	記号	単位	
	車両総重量		kΝ	196.00
全	前輪-後輪前軸間	L1	m	3.25
王休	前輪-後輪中心間	L2	m	3.91
144	後輪後軸間	L3	m	1.32
	左右車輪間	L4	m	1.86
	ばね上質量	MS1	kN/(m/sec2)	2.05
	ばね上ばね定数	KS1	kN/m	392.00
	ばね上減衰係数	CS1	kN/(m/sec)	5.88
	ばね上振動数		Hz	2.04
前	ばね上減衰定数		-	0.09
輪	ばね下質量	MT1	kN/(m/sec2)	0.60
	ばね下ばね定数	KT1	kN/m	2450.00
	ばね下減衰係数	CT1	kN/(m/sec)	19.60
	ばね下振動数		Hz	10.99
	ばね下減衰定数		-	0.31
	ばね上質量	MS1,MS3	kN/(m/sec2)	2.48
	ばね上ばね定数	KS2 , KS3	kN/m	1666.00
	ばね上減衰係数	CS2 , CS3	kN/(m/sec)	6.86
	ばね上振動数		Hz	3.30
後	ばね上減衰定数		-	0.05
輪	ばね下質量	MT2,MT3	kN/(m/sec2)	1.20
	ばね下ばね定数	KT2 , KT3	kN/m	3430.00
	ばね下減衰係数	CT2 , CT3	kN/(m/sec)	19.60
	ばね下振動数		Hz	10.67
	ばね下減衰定数		-	0.17

4.解析モデルおよび解析方法の妥当性の確認

4.1 準静的挙動

196kNの試験車両が,A1 側からゆっくり偏心徐行した 場合(図-1 および図-2 参照)の準静的な挙動を実験と解 析で比較し,図-7 に示す.図-7(a),図-7(b)では, 各支承条件の違いによる解析結果を比較した.なお,線 形弾性解析であるため,一支承条件を固定して他方の支 承条件の違いによる影響を比較することにした.

弾性支承の橋軸倍率を5倍(実験値に近いケース)に 固定して,鋼製支承の橋軸ばね定数のみを変化させた結 果を図-7(a)に示す.これより,設計上,固定支承にも 拘らず,実験における鋼製支承の橋軸方向変位波形は, わずかに変位していた.また,各ケースを比較すると JC305のケースが実験値に近い傾向であった. 次に,鋼製支承の橋軸ばね定数を9.8E+03 kN/m(実験 値に近いケース)に固定して,弾性支承の橋軸倍率のみ を変化させた結果を図-7(b)に示す.弾性支承の橋軸方 向変位波形は,JC305のケースが実験値に近かった.

支承条件が実験値に近かった JC305 のケースを用いた 場合の支間中央および 1/4 点(G1 桁)の鉛直方向変位を 図-7(c),図-7(d)に示す.これより,解析モデルにお ける主桁剛性は,概ね実験値に近い傾向を示している.



図-7 準静的な変位挙動

4.2 振動特性

実験で得られた対象橋梁の振動特性(卓越振動数,振 動モード,モード減衰定数)と各支承条件における固有 振動解析による結果を比較した.実験により得られた卓 越振動数とモード減衰定数の結果を表-4に示す.また, 固有振動解析の結果を表-5にまとめ,振動モード図を図 -8に示す.実験におけるモード減衰定数の算出には ERA¹¹⁾を用いた.

表-4 実験における振動特性

垢動エード	振動数	(Hz)	モード減衰(-)				
	走行	衝撃	走行	衝撃			
たわみ1次	3.505	3.392	0.0385	0.0417			
ねじり1次	4.730	4.732	0.0160	0.0208			
たわみ2次	11.813	11.840	0.0174	0.0196			
ねじり2次	13.095	13.106	0.0143	0.0145			

表-5 固有振動解析の結果

_					
			鋼製支承の	の橋軸ばね定数	λ(kN/m)
			9.80E+03	9.80E+04	9.80E+05
		たわみ1次	3.307Hz	3.199Hz	3.219Hz
	× 1	ねじり1次	4.589Hz	4.692Hz	5.016Hz
	× 1	たわみ2次	11.393Hz	11.620Hz	9.479Hz
		ねじり2次	12.821Hz	12.944Hz	13.354Hz
		たわみ1次	3.321Hz	3.302Hz	3.304Hz
	N E	ねじり1次	4.601Hz	4.704Hz	5.027Hz
ы	xo	たわみ2次	11.414Hz	11.654Hz	9.526Hz
対理		ねじり2次	12.830Hz	12.953Hz	13.373Hz
曹		たわみ1次	3.483Hz	3.395Hz	3.398Hz
極	× 10	ねじり1次	4.615Hz	4.719Hz	5.040Hz
承0	XIU	たわみ2次	11.440Hz	11.696Hz	9.580Hz
ŦX		ねじり2次	12.841Hz	12.963Hz	13.390Hz
単位		たわみ1次	3.281Hz	3.512Hz	3.553Hz
100	N 20	ねじり1次	4.642Hz	4.745Hz	5.065Hz
	X 20	たわみ2次	11.493Hz	11.785Hz	9.672Hz
		ねじり2次	12.862Hz	12.984Hz	13.415Hz
		たわみ1次	3.286Hz	3.581Hz	3.676Hz
	N 20	ねじり1次	4.665Hz	4.768Hz	5.087Hz
	× 30	たわみ2次	11.549Hz	11.877Hz	9.747Hz
		ねじり2次	12.881Hz	13.003Hz	13.434Hz



(a) たわみ1次振動



(b) ねじり1次振動



(c)たわみ2次振動



(d)ねじり2次振動 図-8 振動モード

実験値に近い準静的挙動を示し, さらには実験におけ る卓越振動数に近い傾向を示していた JC305 ケースを動 的解析の実橋モデルとして採用することにした. 本動的解析における減衰の扱いは,固有振動解析によ リ求めた固有振動数および固有モードベクトルを用い て,ひずみエネルギー比例減衰¹²⁾により各振動次数にお けるモード減衰定数を仮定した.この際の用いた等価減 衰定数は,コンクリート1.5%,鋼材1.5%,支承3%と した結果が最も実験値のモード減衰に近かった(図-9参 照).実験におけるたわみ1次振動のモード減衰は,4% 程度と大きな値であったが,これは,支承部の摩擦が影響していると考えられる.

動的解析に用いた減衰マトリックスは,実験において 得られた,たわみ1次振動とねじり2次の振動数および それらのモード減衰定数を用いて Rayleigh 減衰を仮定 した.図-9 にこれらのパラメータを用いた Rayleigh 減 衰曲線と実験,解析におけるモード減衰定数を示した.



4.3 車両走行による動的応答の比較

試験車両が,走行速度 50km/h で A1 側から偏心走行し た場合(図-1 および図-2 参照)の変位および速度応答を 実験と解析(JC305 モデル使用)で比較した.支間中央 (G1)の鉛直変位を図-10(a)に,支間中央(G1)の速 度応答を図-10(b)に,支間 1/4 点(G3)の速度応答を 図-10(c)に,図-10(b)および図-10(c)のスペクト ルを図-10(d)および図-10(e)に示す.



(b) 支間中央(G1), 下フランジ上面の速度応答

時間(sec)

-3.0





これより,変位波形および速度波形は,実験と解析で 比較的類似した挙動を示していることがわかる.また, スペクトルにおいては,車両の後輪ばね上振動(3.3Hz), たわみ1次振動(3.3-3.5Hz),ねじり1次振動(4.6-4.7Hz) の卓越が見られる.支間中央の速度スペクトルにおいて, ねじり1次振動において,相違が見られる.これは,図 -9 に示した Rayleigh 減衰曲線からもわかるように,本 解析では,たわみ1次振動が大きく卓越しているため, その振動数およびモード減衰に漸近させた.そのため, ねじり1次振動の減衰を実橋の約2倍として解析してい るため,卓越が顕著に見られなかったものと考えられる. 支間1/4点のスペクトルにおいては,概ね実験と類似し た傾向にある.

5.斜角を施した橋梁モデルの概要

本研究では,大型車両が伸縮装置部の段差を乗り越え る際の橋体に入力される衝撃力を低減するために,桁か かり部の床版をそのまま土工部へ斜角を施しながら延長 することで,左右の車輪による衝撃力を同時に橋体へ入 力させない方法を考えた.

前章までに,解析モデルおよび解析方法の妥当性を確認できたことから,この解析モデルを用いて,数値解析 上において,90度から60度まで10度刻みの斜角(60, 70,80,90度)を有する橋梁(図-11参照)を考えた.

各斜角ケースの違いは,右車輪が進入してから,左車 輪が進入するまでの時間差が異なっている点である.そ の時間差がどれだけ上部構造の振動特性や上部構造から 放射される音響特性に影響を与えるのかを比較する.

したがって,斜角度が小さくなればなるほど,右車輪 が進入してから時間が経過して左車輪が進入することに なる.すなわち,右車輪のばね下振動による衝撃力が減



衰してから左車輪の衝撃力が加えられることになる.

5.1 斜角部のモデル化

解析モデル上での斜角部のモデル詳細図を図-12 に示 す、矢印は左右車輪の走行位置を示している 斜角部は, 上述したように延長床版工法と同じように土工部に既設 床版を延長するにようにモデル化している.なお,本解 析モデルでは,桁かかり部はモデル化せず,支点上の床 版を土工部に延長するように斜角モデルを作成している.













(c)斜角 70 度モデル(d)斜角 60 度モデル図-12 斜角部のモデル化(矢印:左右車輪の走行位置)

5.2 地盤ばね

斜角部の地盤における支持は,ばね支持としてモデル 化した.延長床版部における平面上の境界条件について は,車両走行時などの微小振幅時には可動になっていな い⁽³⁾ことも報告されているため,水平方向のばね定数も 考慮しなくてはならない.

鉛直方向の地盤ばね定数は,道路橋示方書¹⁴⁾より,鉛 直方向の地盤反力係数の推定方法を用いて求めた.なお, N値は,E₀=28Nにより推定し,鉛直方向の載荷面積は, 斜角部の面積を用いて算出した.本解析で考慮したN値は, 50 と 15(砂質土の裏込めせん断抵抗角 30^{°15)}を用いて, 砂質土のN値とせん断抵抗角の関係から逆算)の 2 ケース を考えた.水平方向の地盤ばね定数は,鉛直方向の 1/4 として評価した¹⁴⁾.解析に用いた地盤ばね定数の値を表 -6 に示す.

表-6 地盤ばね定数(単位:kN/m)

	斜角80度	斜角70度	斜角60度
地盤ばね(N値50,鉛直)	3.054E+05	4.804E+05	6.410E+05
地盤ばね(N値50,水平)	7.635E+04	1.201E+05	1.602E+05
地盤ばね(N値15,鉛直)	9.162E+04	1.441E+05	1.923E+05
地盤ばね(N値15,水平)	2.291E+04	3.603E+04	4.807E+04



図-13 斜角部の地盤ばね設置概要図

橋梁モデルに施した斜角ケースは 90 度から 60 度まで 10 度刻み(60,70,80,90 度)の4ケースを考え,車両 の走行速度ケースを,40,60,80 および 100km/hの4ケ ースとした.さらに,車両モデルについては,現在大型 貨物輸送車として数多く走行するようになった一般的な 245kN車両を用いることにした.車両走行による橋梁から 発生する低周波音問題は,車両ばね下振動による強制力 が影響している⁸⁾ことが知られている.そこで,車両後 輪のばね下振動数を橋梁モデルのたわみ2次振動に合わ せたType1 車両(11.4Hz),ねじり2次振動に合わせた Type2 車両(13.1Hz),どちらにも近接していないType0 車両(10.6Hz)の3つの車両モデルを走行させた.

5.3 斜角を施した橋梁モデルの振動特性

斜角を施した橋梁モデルの振動特性を把握するため

に固有振動解析を行い,固有振動数と振動モードを調べた.斜角部の地盤ばねをN値15およびN値50として評価したそれぞれの場合の固有振動数を表-7に示す.

表-7 固有振動数(単位:Hz) (a)N値15の場合

次数	振動モード	斜角 (60度)	斜角 (70度)	斜角 (80度)	直角 (90度)
1	たわみ1次	3.36	3.34	3.33	3.32
2	ねじり1次	4.66	4.66	4.64	4.60
3	たわみ2次	11.46	11.45	11.42	11.41
4	ねじり2次	13.03	13.02	13.00	12.83

(b)N値50の場合

次数	振動モード	斜角 (60度)	斜角 (70度)	斜角 (80度)	直角 (90度)
1	たわみ1次	3.37	3.36	3.33	3.32
2	ねじり1次	4.68	4.66	4.65	4.60
3	たわみ2次	11.49	11.46	11.43	11.41
4	ねじり2次	13.05	13.03	13.01	12.83

たわみ 1 次振動が 3.3-3.4Hz 付近,ねじり 1 次振動が 4.6-4.7Hz 付近となっており,たわみ 1 次の振動数は, 大型車両のばね上振動数領域(3Hz 付近)に存在してい る.また,たわみ 2 次振動 11.4-11.5Hz 付近,ねじり 2 次振動 12.8-13.0Hz は,ばね下振動数領域(10~20Hz 付 近)に存在している.

直橋(90度)に対して斜角度が小さくなるにともない, たわみ1次,2次振動およびねじり1次,2次振動の振動 数が多少大きくなっている.これは,低次振動において は,延長した斜角分の床版により回転が多少拘束される ことによる影響と考えられる.

また,N値15とN値50の振動数を比較した場合,それ ほど大きな変化は見られない.本橋梁モデルでは斜角部 の面積が大きくないため,斜角部の地盤ばねによる橋梁 本体の固有振動数への影響は小さいものと考えられる.

5.4 減衰の扱い

斜角モデルにおける減衰の扱いは,実験値に最も近い 傾向を示していた,材料の等価減衰定数(コンクリート 1.5%,鋼材1.5%,支承3%)を用いて,ひずみエネル ギー比例減衰より各モード減衰を求めた.さらに,たわ み1次とねじり2次の振動数とモード減衰定数を用いて, Rayleigh減衰を仮定した.斜角部の地盤ばねをN値15 およびN値50として評価したそれぞれの場合において, 2組の振動数とモード減衰定数およびRayleigh減衰パラ メータ(C= K+ M)を表-8にまとめた.

5.5 **車両ばね特性**

実際の橋梁では,様々なばね特性を有した車両が走行 するため,ここでは,後輪ばね下の振動数を 3 タイプ (type0:たわみ2次,ねじり2次に近接しない,type1: たわみ2次に近接,type2:ねじり2次に近接)考えた. 車両モデルは,図-6 に示したモデルを用い,車両モデル の諸元は,一般的な245kNを有する大型車両(板ばね構 造を有するリーフサス車両)を表-9 に示す各パラメータ (片車輪側)によりモデル化した.

表-8 Rayleigh 減衰パラメータ

(a)N値15の場合

		斜角(60度)	斜角(70度)	斜角(80度)	直角(90度)
振動数	f_1	3.36	3.34	3.33	3.32
(Hz)	f_2	13.03	13.02	13.00	12.83
浦喜宁粉	h_1	0.016	0.017	0.016	0.016
<i>I</i> 成 表 上 数	h_2	0.015	0.015	0.015	0.016
Rayleigh		2.983E-04	2.894E-04	2.961E-04	3.087E-04
パラメ-タ		5.355E-01	5.961E-01	5.511E-01	5.172E-01

(b)N値50の場合

		斜角(60度)	斜角(70度)	斜角(80度)	直角(90度)
振動数	f_1	3.37	3.36	3.33	3.32
(Hz)	f_2	13.05	13.03	13.01	12.83
试查中教	h_1	0.016	0.016	0.016	0.016
	h_2	0.016	0.015	0.015	0.016
Rayleigh		2.993E-04	2.968E-04	2.982E-04	3.087E-04
パラメ-タ		5.340E-01	5.447E-01	5.393E-01	5.172E-01

表-9 車両モデルの諸元

	項目	記号	単位	type0	type1	type2
	車両総重量		k N	245.0	245.0	245.0
~	前輪-後輪前軸間	L1	m	5.755	5.755	5.755
主体	前輪-後輪中心間	L2	m	6.410	6.410	6.410
144	後輪後軸間	L3	m	1.310	1.310	1.310
	左右車輪間	L4	m	1.860	1.860	1.860
	ばね上質量	MS1	kN/(m/sec2)	2.675	2.675	2.675
	ばね上ばね定数	KS1	kN/m	392.0	392.0	392.0
	ばね上減衰係数	CS1	kN/(m/sec)	1.960	1.960	1.960
	ばね上振動数		Hz	1.643	1.708	1.740
前	ばね上減衰定数		-	0.025	0.026	0.026
輪	ばね下質量	MT1	kN/(m/sec2)	0.325	0.325	0.325
	ばね下ばね定数	KT1	kN/m	1078.0	1470.0	1764.0
	ばね下減衰係数	CT1	kN/(m/sec)	4.900	5.880	6.370
	ばね下振動数		Hz	10.756	12.086	12.996
	ばね下減衰定数		-	0.158	0.156	0.158
	ばね上質量	MS1,MS3	kN/(m/sec2)	3.850	3.850	3.850
	ばね上ばね定数	KS2 , KS3	kN/m	1568.0	1568.0	1568.0
	ばね上減衰係数	CS2 , CS3	kN/(m/sec)	7.840	7.840	7.840
	ばね上振動数		Hz	2.418	2.557	2.737
後	ばね上減衰定数		-	0.033	0.035	0.037
輪	ばね下質量	MT2,MT3	kN/(m/sec2)	0.900	0.900	0.900
	ばね下ばね定数	KT2 , KT3	kN/m	2254.0	2940.0	4410.0
	ばね下減衰係数	CT2,CT3	kN/(m/sec)	7.840	9.800	11.760
	ばね下振動数		Hz	10.590	11.436	13.086
	ばね下減衰定数		-	0.139	0.143	0.137

5.6 路面凹凸

解析に用いた路面凹凸は,他の橋梁で実際に8mプロフ ィルメータにて計測された路面凹凸データを参考にして 伸縮装置前後の路面凹凸をモデル化した.既往の研究³⁾ から,道路橋における伸縮装置部の凹凸性状について数 多くのデータが蓄積されており,統計的に分析されてい る.本解析で使用した伸縮装置部での凹凸パターンは, 統計上の頻度が多い,図-14 に示すように伸縮装置部上 で凸,手前部で凹となった形状を用いた.伸縮装置部上 で凸,手前部で凹となった形状を用いた.伸縮装置近傍 により発生する振動の影響を見るため,また,純粋に斜 角と車両の連成振動の影響を見るため,伸縮装置部付近 (図-14)以外の橋梁上の凹凸は無とした.なお,立体車 両を用いているため,斜角分を考慮して左右車輪位置の 路面凹凸は,橋軸方向にずらしている.



図-14 路面凹凸波形

6.音響解析

橋梁における速度応答とその桁下に設置した低周波 音マイクロフォンの卓越振動モードは,ほぼ対応するこ とがわかっている¹⁶⁾.そこで,対象橋梁における支間 1/4 点(G3,主桁上フランジ下面)の速度スペクトルと 主桁下 0.7mに設置した低周波音マイクロフォンの音圧 スペクトルにおける各卓越振動のフーリエ振幅を図-15 に示した.

これより,各卓越振動において,橋梁の速度応答と桁 下の低周波音応答は,ほぼ線形関係にあることが明らか となった.そこで,本解析における音響解析は,橋梁の 応答として,床版の速度応答(鉛直方向)を用いて音響 解析を行うことにした.





車両走行により橋梁から発生する音圧を解析した研究は,今までにいろいろな手法¹⁷⁾⁻²¹⁾を用いて行われてきたが,周波数領域に変換して解析する方法が多い.

様々な斜角を対象とした解析の場合,車両が橋梁上に 存在する時間(暴露時間)がそれぞれの斜角ケースで異 なるため,周波数領域に変換して比較することは正確な 比較を行ったことにならないと考えられる.そこで,本 解析では,時間領域での音圧比較を行うことにした.

本研究で用いた音響解析は,車両走行による動的応答 解析により算出した時刻歴の床版の速度応答(鉛直方向) の結果を用いて,以下の方法により対象橋梁を音源とし た騒音パワーレベルを算出することにした²²⁾. 騒音源のパワーレベルPWL(10⁻¹²Wを基準としたdB表示 値)は、以下の式により算出される、本解析では、時刻 歴で得られた騒音源のパワーレベルにおける任意の時間 での最大値を比較することにした。

$$PWL = 10\log\sum_{i=1}^{n} S_i 10^{\frac{L_{Pi}}{10}} - K$$
 (1)

ここに,

- *S_i*: 各床版要素の面積
- *L_{Pi}*: *S_i* 面上の実効値音圧レベル(時定数 1.0sec)
 であり, *L_{Pi}*= *cv*とした.*v*は,各床版要素を代
 表する床版要素4節点の平均速度応答を用いた.
- K: 空気の固有インピーダンスの補正項(1気圧の 常温環境では無視できる.本解析では,無視す ることにした.)

ちなみに,音源のパワーレベルがわかれば,音源からr離れた点の音の強さのレベル(IL)または,音圧レベル (L_p)は以下の式により計算される(音源は無指向性で 音は球面状に伝搬する場合).

$$IL = L_p = PWL - 20\log_{10} r - 11$$
 (2)

本解析で仮定した音速は c = 340.0m/sec,密度は =12.005N/m³とした.なお,橋梁モデルは,橋軸方向に 1mずつの分割であるため,一般に解析可能な最大周波数 は,1 波長の6分割程度必要であり,本解析で評価可能 な周波数は50Hz程度まで(340/6/1=56.7Hz)である.

7.解析結果

7.1 床版上の速度応答

車両が橋梁に進入した際に,伸縮装置付近の段差によ り,車両のばね下(10-20Hz の振動)が加振され,橋梁 はそれに伴い,ばね下振動に近接した卓越振動数が励起 する.そこで,各斜角ケースにおいて,車両のばね下振 動数に近いたわみ2次,ねじり2次振動に着目して床版 の速度応答を比較する.

Type2(車両ばね下振動数 13.1Hz)の車両が 40,60, 80 および 100km/h で走行した際の G1 上 1/4 点(A1 側) の床版における各斜角ケースの速度スペクトルを比較し たものを図-16 に示す.なお,N値 50 とN値 15 の橋梁モ デルにおいて,当該測点の結果に大きな違いが見られな かったため,ここでは,N値 50 の結果のみ記載する.

スペクトルには,車両ばね上振動(2.6-2.7Hz),たわ み1次(3.3-3.4Hz),ねじり1次(4.6-4.7Hz),たわみ 2次(11.4-11.5Hz),ねじり2次(12.8-13.0Hz)の各振 動数が卓越している.特に,本橋梁モデルのたわみ1次 振動は,車両のばね上振動に近いため,車両のばね上に よる強制振動が顕著に卓越している.

60,80km/h 走行時に 10Hz~15Hz の周波数帯にあるた わみ2次,ねじり2次の卓越が見られるが,40,100km/h 時には顕著な卓越が見られない.これより,走行速度が 異なった場合,すなわち,同じ車両ばね特性を有した車 両が走行しても,車両の橋梁進入時の加振状態が異なっ た場合,各卓越振動のフーリエ振幅が異なることを示し ている.



図-16 支間 1/4 点上 (G1)の床版速度スペクトル

また,走行速度が増加すると車両が橋梁上で十分な加振をする前に通過するため,100km/h時では,車両のばね上振動の卓越が小さくなっている.

走行速度 60,80km/h の場合には,車両ばね上振動や車 両ばね下振動数領域(たわみ2次,ねじり2次振動)に おいて,斜角度の低減とともにフーリエ振幅が低減して いることがわかる.通常,車両はばね上とばね下が2自 由度系を成して振動しているため,ばね下からの強制加 振力が減少したことにより,ばね上の振動も小さくなっ ている.

図-16 は, Type2(車両ばね下振動数 13.1Hz)の車両が

走行した場合であるため,ばね下振動数に近接した振動 モードがない Type0(車両ばね下振動数 10.6Hz)と比較 した.Type0の車両が走行速度 80km/h で走行した時の結 果を図-17に示した.

これより,図-16(c)と比較すると,車両ばね下振動 数領域のたわみ2次およびねじり2次振動の卓越が小さ くなっている上に,ばね上振動およびたわみ1次振動の 卓越部分も異なっている.すなわち,走行速度が異なる と卓越振動のフーリエ振幅に大きな違いが見られたよう に,車両のばね特性が変わった場合も同じように卓越振 動のフーリエ振幅に大きな違いが見られる.

また,たわみ2次およびねじり2次振動の卓越に近接 していない場合でも斜角70および60度では,90度に比 ベてフーリエ振幅量が減少している.



7.2 斜角による音響特性

車両が橋梁上を走行した時に,橋梁から放射される騒 音パワーレベルが,各斜角ケースでどの程度変化するの か,次の2通りで評価することにした.なお,本解析で は,車両と橋梁の振動数が近接した場合の解析を行って いるため,それらの違いがわかるように1/3オクターブ バンド帯域での評価はしないこととした.

ばね上振動数領域(3Hz 付近)とばね下振動数領域(10 20Hz)を含めた 0-50Hz の振動数領域で評価した場合 ばね下振動数領域(10 20Hz)で評価した場合

(1) 0-50Hz の振動数領域で評価した場合

Type0(10.6Hz), Type1(11.4Hz), Type2(13.1Hz)の 各車両モデルが,走行速度 40,60,80 および 100km/h で走行した時の各斜角ケースにおける騒音パワーレベル を図-18 に示す.

ここでは,式(1)の*S*_iは床版の各要素面積を,*L*_{Pi}は車 両が橋梁上を走行した時の 0-50Hzにおける各床版要素 面上の速度応答(0-50Hzのバンドパスフィルタ処理後の 速度波形)の実効値を用い,時系列で得られた騒音パワ ーレベルの最大値をプロットした.

地盤ばねによる影響として設定した N 値 50 と N 値 15 の橋梁モデルにおいて,両者の騒音パワーレベルの結果 に大きな違いが見られなかった.そこで,ここでは,N 値 50 の結果のみ記載する.

図-18 より,40km/h 走行時で直橋(90 度)と斜角 60 度との dB 差が,4dB 程度(Type0: 3.7, Type1: 4.2, Type2: 4.2),100km/h 走行時で 2dB 程度(Type0:1.7, Type1:1.7, Type2:1.8)となっており,いずれも低減している.

このように,走行速度の増加とともに直橋と各斜角ケ ースとの dB 差(低減量)が小さくなっている理由として, 前節でも示したように,車両ばね上振動が関係している.

床版上の速度応答は,車両ばね上振動が大きく卓越し ており,斜角によるばね下からの強制加振力が減少する とばね上振動が顕著に小さくなる.走行速度が増加する と車両が橋梁上に存在する時間が減少するため,車両ば ね上振動の卓越も小さくなり,それに伴い,直橋と各斜 角ケースとの dB 差も小さくなっている.



図-18 騒音パワーレベル(0-50Hzの振動数領域)

また,各車両モデルで比較すると,直橋(90度)と斜 角60度とのdB差は,各タイプでほぼ同じであるが,た わみ2次振動に近いType1(11.4Hz)および,ねじり2 次に近いType2(13.1Hz)の方がType0より大きな応答 を示しており,ばね下振動と橋梁振動との連成振動が騒 音パワーレベルに大きな影響を与えている.これは,走 行速度にも関係しており,40km/h走行時では,Type0と Type2の差は0.3~0.9dB程度であるが,走行速度が増加 するとともにその差は大きくなり,100km/h走行時では, 3.7~3.8dB程度の差となっている.

(2) ばね下振動数領域(10-20Hz)で評価した場合

本研究において,延長床版の斜角化を提案する目的⁸⁾ は,大型車両が伸縮装置部の段差を乗り越える際の衝撃 力を低減することで,車両のばね下振動の加振により卓 越する,橋梁側の卓越振動(ばね下振動数領域10-20Hz) を低減することである.そのため,前節とは違い,式(1) のL_{Pi}として,車両が橋梁上を走行した時のばね下振動数 領域10-20Hzにおける各床版要素面上の速度応答 (10-20Hzのバンドパスフィルタ処理後の速度波形)の実 効値を用いて算出し,時系列で得られた騒音パワーレベ ルを次の2通りに分けて評価した.

- (a)車両の前輪が伸縮装置を通過してから,後輪後軸が 支間1/2点に到達するまでの間の最大値を用いて評 価する場合(以下,進入側の評価)
- (b)進入から退去まで,橋梁上を走行した間の最大値を 用いて評価する場合(以下,進入から退去の評価)

上述した 2 通りの評価を図で表現すると図-19 のよう になる .10-20Hz のバンドパスフィルタ処理を行った速度 波形の実効値を用いて算出された時系列の騒音パワーレ ベルでは,2つの山が形成される.1つ目は,車両が伸縮 装置を通過して支間 1/2 点まで,2つ目は,1/2 点から退 去側の伸縮装置までである.これらは,たわみ2次およ びねじり2次のモード形状と類似している.

一般的には,前者(a)のように進入側の評価が大きく なると考えられるが,走行速度や他の要因によって徐々 に増幅して後者(b)の進入から退去の評価で最大となる 場合も考えられる.



図-19 時系列の騒音パワーレベルとその評価概要図 (10-20Hzのばね下振動数領域)

Type2(13.1Hz)の車両モデルが,走行速度40,60,80 および100km/h で走行した時の各斜角ケースにおける騒 音パワーレベル(N値50の結果)を図-20に示す.

これより,先に示した0-50Hzの振動数領域の結果とは 違い,走行速度40と100km/hおよび60と80km/hにおい て,顕著な違いが見られた.これは,7.1節で述べた床版 上の速度スペクトルと同様な傾向を示している.

図-20(a),図-20(b)の2つの評価で比較した場合, 斜角60~80度の40km/h走行時,斜角70度60km/hの場 合に大きな違いが見られる.40km/h走行時の違いは,伸 縮装置での加振力が他の走行速度と比べて小さいために, 支間 1/2 点以降に車両と橋梁の連成振動により振幅が増幅したことが要因と考えられる.斜角 70 度 60km/h の場合の違いは,伸縮装置付近の路面凹凸により橋梁進入時の車両の加振状態など何らかの要因があったものと考えられる.このように,進入側の評価で最大値が存在するのではなく,車両が橋梁上を走行している間に車両と橋梁の連成により増幅される場合があることがわかった.

また,走行速度 80km/h の場合,直橋(90度)と比較 して,斜角 70度で12dB,斜角 60度で14dB 程度,騒音 パワーレベルが低減している.そして,走行速度 60, 80km/h 走行時において,斜角 80度と70度との間の勾配 が大きく変化していることから,斜角が70度以下あれば, 進入時の車両のばね振動が十分低減されると考えられる.



次に,斜角部の地盤ばねによる影響を考察する.ばね 下振動数領域(10-20Hz)において,進入側の評価で騒音 パワーレベルを算出した場合の結果を図-21 に示す.こ こでは,図-20(a)と比較するために,Type2 の車両モ デルの結果を示す.

図-20(a)と比較すると,走行速度40km/h時に2~3dB

程度増加した以外は,N値50の場合と応答差は1dB弱と 小さい.本解析で施した斜角部の面積はそれほど大きな ものでなかったため,地盤ばねによる橋梁モデル全体の 騒音パワーレベルに与える影響は小さいと考えられる.

次に,車両モデルの違いについて考察する.N値50, 走行速度80,100km/hの場合のType0,Type1およびType2 の騒音パワーレベルを図-22に示す.これより,走行速 度80km/hの場合には,たわみ2次振動に近接させた Type1 やねじり2次振動に近接させたType2が,Type0 より大きな応答を示しているが,100km/hの斜角60度の 場合では,それとは異なった傾向になっている.走行速 度と車両のばね特性の組み合わせにより,騒音パワーレ ベルが異なることから,走行速度や車両のばね特性が騒 音パワーレベルに与える影響は大きいといえる.



8.まとめ

本研究では,大型車両が伸縮装置部の段差を乗り越え る際の衝撃力を低減することで,橋体へのばね下振動の 入力を減らし,橋梁の周辺環境へ伝播する振動および音 圧の低減を図ろうと考えた.そこで,数値解析上で 90 度から 60 度までのそれぞれの斜角を橋梁モデルに施し て,各斜角ケースが周辺環境に与える音響特性がどの程 度変化するのか検討した.

以上,本研究により得られた知見は以下の通りである. (1)実橋における振動特性と本解析における振動特性を 比較した結果,概ね類似した傾向が得られ,解析モデル および解析方法の妥当性を確認できた.

(2)床版の速度スペクトルから,走行速度や車両のばね

特性が異なると卓越振動のフーリエ振幅に大きな違いが 見られた.

(3)本解析で施した斜角部の面積はそれほど大きなもの でなかったため,斜角部の地盤ばねによる橋梁モデル全 体の騒音パワーレベルに与える影響は小さかった.

(4) 騒音パワーレベルを 0-50Hz で算出した場合,車両のばね上振動の影響が大きく反映した結果となり,走行 速度が増加すると直橋と各斜角ケースとの dB 差が小さく評価された.

(5)車両のばね下振動に着目して 10-20Hz で騒音パワー レベルを算出し,進入側で評価をする場合と進入から退 去の間で評価する場合の2通りで検討した.その結果, 進入側のみで騒音パワーレベルが最大となるのではなく, 車両と橋梁の連成により増幅される場合があることがわ かった.

(6)車両のばね下振動に着目して 10-20Hz で騒音パワー レベルを算出し,さらに,車両の前輪が伸縮装置を通過 してから,後輪後軸が支間 1/2 点に到達するまでの時刻 歴に着目した場合,走行速度による各斜角ケースの低減 効果の違いが明らかとなった.特に,斜角 70 度以下であ れば,車両のばね下振動が十分低減されると考えられる.

著者らの経験上,実現象においても,一般車を対象とした場合,対策効果にばらつきがある.それは,走行速度および車両のばね特性が大きく影響していることが今回の解析からもわかった.今後は,それらの原因をさらに調べるとともに,段差形状もパラメータとして解析していきたい.

謝辞

本研究において,実験の場を提供して頂いた土木研究 所の皆様方には大変お世話になりました.ここに感謝の 意を表します.また,データの解析を手伝ってくれた末 松雅隆氏,森幸央氏に謝意を表します.

参考文献

 1) 枚本正信:橋梁交通振動の加振源対策,橋梁交通振動 に関するコロキウム論文集PART A,pp.109-119,1995.11.
 2) 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.

3)本田秀行,梶川康男,小堀為雄:道路橋の伸縮装置部の凹凸性状,土木学会論文報告集,第324号,pp.173-176, 1982.8.

4) 横山功一,井上純三,永原隆,藤城隆:橋の伸縮装置 に作用する自動車荷重,土木技術資料, Vol.28, No.5, pp.27-32,1986.

5)連重俊,平野廣和,志村敦:鋼橋の低音域騒音低減工 法の開発と試験施工,橋梁と基礎, Vol.35, No.4, pp.41-48, 2001.4. 6)深田宰史,梶川康男:短スパンPC橋の環境振動特性, 橋梁振動コロキウム'01 論文集,pp.167-174,2001.10.
7)妹尾義隆:伸縮装置の損傷と補修事例,橋梁と基礎, Vol.28, No.8,pp.149-150,1994.8.

8) 讃岐康博,梶川康男,永井淳一,浜博和:延長床版工 法による振動対策効果について,土木学会第54回年次学 術講演会概要集,I-B242, pp.482-483, 1999.9.

9) 讃岐康博,梶川康男,深田宰史,杦本正信:プロフィ ルメータでの測定路面から実路面への近似法の提案,土 木学会構造工学論文集,Vol.47A,pp.399-410,2001.3.

10) 吉田純司,阿部雅人,藤野陽三:高減衰積層ゴム支 承の3次元有限要素解析法,土木学会論文集,No.717/ I-61,pp.37-52,2002.

11) 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.

12) 深田宰史,梶川康男,北村洋太郎,原田政彦,清水 英樹:車両走行によるニールセンローゼ桁橋の振動使用 性,構造工学論文集,Vol.50A,pp.421-430,2004.3.

13)讃岐康博,北原通太郎,北村暢彦,元井邦彦:延長 床版の摩擦抵抗による桁伸縮挙動への影響について,土 木学会第 60 回年次学術講演会概要集,6-169,pp.337-338,2005.9.

14)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 下部 構造編,2002.3.

15)(社)日本道路協会:道路土工 擁壁工指針,1999.3. 16)林下貴彦,梶川康男,深田宰史,立神久雄:波形鋼 板ウェブ PC 単純箱桁橋の低周波音特性,土木学会第57 回年次学術講演会概要集,I-566,pp.1131-1132,2002.9. 17)河田直樹,川谷充郎,金哲佑,十名正和:道路橋交 通振動に起因する低周波音の理論解析,土木学会論文集, No.794/I-72, pp.203-212,2005.7.

18) 深沢泰晴,杉山俊幸,中原和彦,水上浩之:車両走 行時に道路橋から放射される低周波音の基本特性,構造 工学論文集, Vol.37A, pp.945-956, 1991.3.

19) 大島俊之,能町純雄:走行車両により橋梁から放射 される低周波空気振動の解析,日本音響学会誌,Vol.39, No.1, pp.11-18, 1983.

20)加藤誠之,山口宏樹,松本泰尚:地形を考慮した道路橋の低周波音伝播解析に関する基礎研究,土木学会第 57回年次学術講演会概要集,I-565,pp.1129-1130, 2002.9.

21)箱崎雄治,小森武,近藤正伸,五郎丸英博:2 主桁橋の振動に伴う低周波騒音の放射特性,土木学会第 57回年次学術講演会概要集,I-561,pp.1121-1122,2002.9.
22)日本音響学会編:音響工学講座 騒音・振動(上),コロナ社,1992.9.

(2006.9.11 受付)