

PC連結桁橋の構造条件が車両走行時の動的応答に与える影響

The influence of structural conditions of PC connected girder bridge
on dynamic response under moving vehicle

角本周*, 深田幸史**, 松永昭吾***, 西村一朗****

Meguru Tsunomoto, Saiji Fukada, Shogo Matsunaga and Ichirou Nishimura

*博(工), オリエンタル白石(株), 福岡支店施工・技術部 (〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31)

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

***博(工), (株)建設技術研究所, 東京本社構造部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1)

****(株)長大, 西日本構造事業部福岡構造技術部 (〒810-0004 福岡市中央区渡辺通 1-1-1)

Many studies have been reported about vibration characteristics of steel bridges due to vehicle movement. However, there are few studies concerning PC bridges. Therefore, this study is concerned with dynamic response analysis in PC connected girder bridges due to vehicle movement. In this study, the analysis was simulated about the bridge with different span length and different bearing stiffness. Road-surface of the sine wave generated from IRI value 3.5 also was used. The analyzed results show that the response of the superstructure becomes the maximum from 5 to 11m of sine wavelength, and increases along with the span length.

Key Words : Connected girder bridge, Traffic vibration, Span, Bearing stiffness

キーワード : PC 連結桁橋, 交通振動, 支間, 支承剛性

1. はじめに

車両通行に伴う振動, 騒音および低周波音は, 地震動のように破壊的な影響は与えないものの, 日常継続して周辺環境に作用する。したがって, これらの発生が少ない道路構造物を選定することは, 狭い国土において良好な居住環境を確保する上でも重要であると考えられる¹⁾。

道路構造物のうち, PC 橋は鋼橋に比べて, 車両通行に伴う騒音や低周波音が少ないと言われている。例えば, 騒音については, 鋼桁橋に比べて PC 桁橋は主桁下端の音源における A 特性音響パワーレベルが 8 dB 程度小さいと予測されている²⁾。また, 低周波音についても, 鋼桁橋に比べて PC 桁橋は伸縮装置位置を車両が通行した際の音圧レベルが 20 dB 程度小さいという調査結果がある³⁾。しかしながら, PC 橋は鋼橋に比べて車両通行時の動的応答に関する計測事例や研究報告が少なく⁴⁾, 構造形式毎の振動特性や振動の程度が十分に把握されていないのが実状である。さらに, 高速道路の PC 橋においては, 路面凹凸に起因した振動や騒音で問題が生じた事例も報告されている^{5),6)}。

そこで, 本研究では, PC 橋の中でも交通振動が少ない

構造形式を選定する指標を得るために, 同一橋長で支間長の異なる PC 連結桁橋を対象にして, 大型車両通行時の動的応答をシミュレーション解析により算出した⁷⁾⁻⁹⁾。解析では, 支間長の他に, 中間伸縮の有無や支承の剛性等をパラメータとした。

2. 検討概要

本研究では, 橋長 240 m の区間に対して, 図-1 に示すように支間が異なる 1 連または 2 連の上部構造で構成される PC 連結桁橋を 8 ケース設定した。上部構造は, 支間 20 m および 24 m の場合はプレテンション方式 T 桁, 支間 30 m および支間 40 m の場合はポストテンション方式 T 桁とし, 中間橋脚ではプレキャスト PC 桁を RC 連結して 2 点支承で支持する構造とした。また, 上部構造の断面形状は, 図-2 に示すように旧建設省標準設計に準拠した。一方, 橋脚は, 支間によらず同一高さとし, 図-3 に示す RC 構造の T 形橋脚とした。なお, 幅員構成は, 道路規格の第 1 種第 3 級に準拠して設定した。

解析モデルは, 図-4 に示す 3 次元骨組構造モデルとした。上部構造は, 解析モデルの幅員方向の分割をプレ

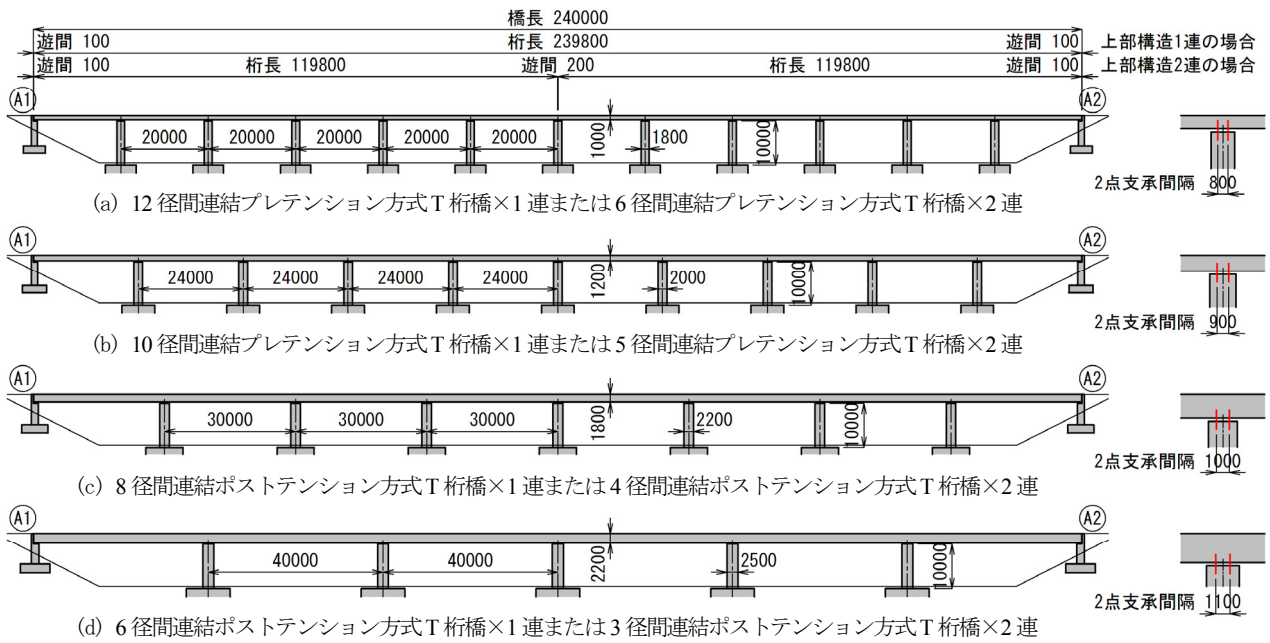


図-1 検討対象としたPC連結桁橋

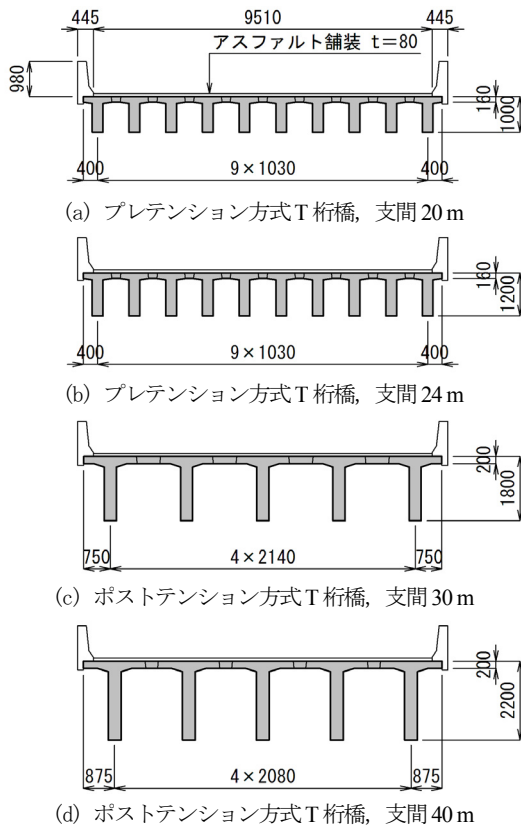


図-2 上部構造の断面形状

テンション方式T桁とポストテンション方式T桁とで同等とするために、いずれの方式も5主桁に集約した格子構造とした。また、上部構造のたわみ変形が橋脚の橋軸方向の変形に与える影響を考慮するために、主桁はオフセット部材を介してゴム支承で支持する構造とした¹⁰⁾。ゴム支承の剛性は、交通振動に与える影響を検討するために、表-1に示す6ケースを設定した。なお、1支承当

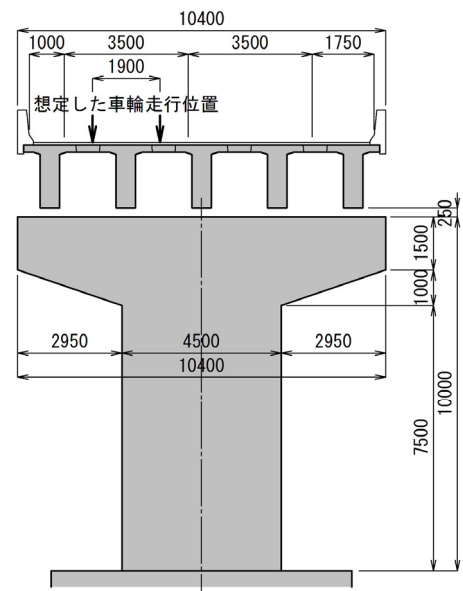


図-3 橋脚形状と車両走行位置

りの鉛直剛性は、プレテンション桁の場合は 2.8×10^5 kN/m、ポストテンション桁の場合は 8.0×10^5 kN/m を標準値とした¹¹⁾。また、橋軸剛性は、上部構造一支承系の橋軸水平振動の固有周期が0.2秒、0.4秒、0.8秒および1.6秒となる値とした。

動的応答の算出には、車両-橋梁系の運動方程式を直接積分する方法を用いた⁴⁾。車両モデルには、図-5に示す車両の上下、ピッチングおよびローリング振動を再現できる3次元モデルを用い、総重量196kNおよび245kNのリーフサスペンション車を想定したパラメータを設定した。ここで、車両モデルの軸重分配は、道路橋示方書で想定している大型車両を元に、前軸：後軸=0.2：0.8となるように設定している。車両モデルの後軸ばね上

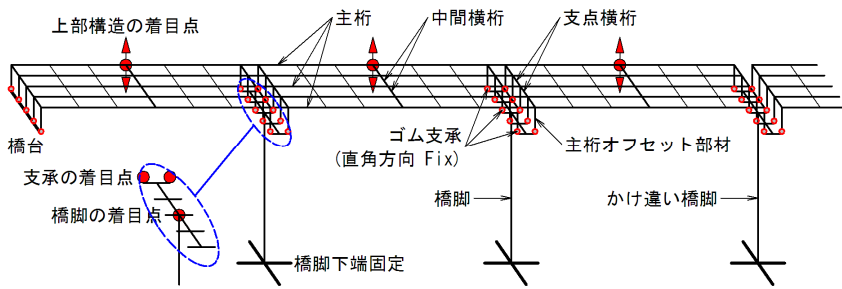
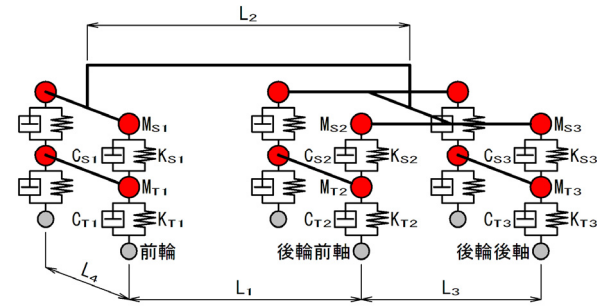


図-4 解析モデル

表-1 ゴム支承の剛性

Case	ゴム支承剛性	
	橋軸	鉛直
A(標準)	0.8 秒相当*	標準値×1.0
B	0.2 秒相当*	標準値×1.0
C	0.4 秒相当*	標準値×1.0
D	1.6 秒相当*	標準値×1.0
E	0.8 秒相当*	標準値×2.0
F	0.8 秒相当*	標準値×0.5

※上部構造-支承系の橋軸水平振動の固有周期



項目	記号	単位	245kN 車		196 kN 車	
前輪-後輪前軸間	L_1	m	5.200	3.350		
前輪-後輪中間	L_2	m	6.100	4.000		
後輪前軸-後輪間	L_3	m	1.800	1.300		
左右車輪間	L_4	m	1.900	1.900		
			前輪	後輪	前輪	後輪
ばね上質量	M_s	kN/(m/s ²)	2.00	4.00	1.50	3.00
ばね上ばね定数	K_s	kN/m	490	1813	392	1666
ばね上減衰係数	C_s	kN/(m/s)	2.94	6.86	2.94	7.84
ばね上振動数	f_s	Hz	2.21	2.70	2.33	3.02
ばね下質量	M_T	kN/(m/s ²)	0.50	1.00	0.50	1.00
ばね下ばね定数	K_T	kN/m	1862	3430	1862	3430
ばね下減衰係数	C_T	kN/(m/s)	4.90	11.76	4.90	9.80
ばね下振動数	f_T	Hz	10.98	11.71	10.75	11.58

図-5 3次元車両モデルと設定したパラメータ

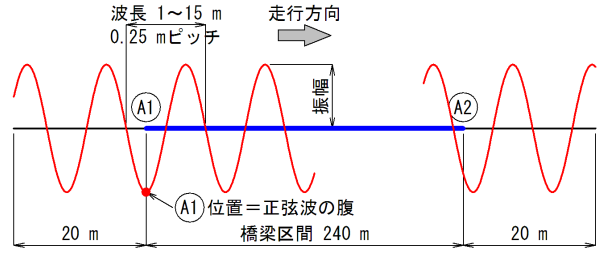


図-6 設定した路面凹凸波形 (正弦波)

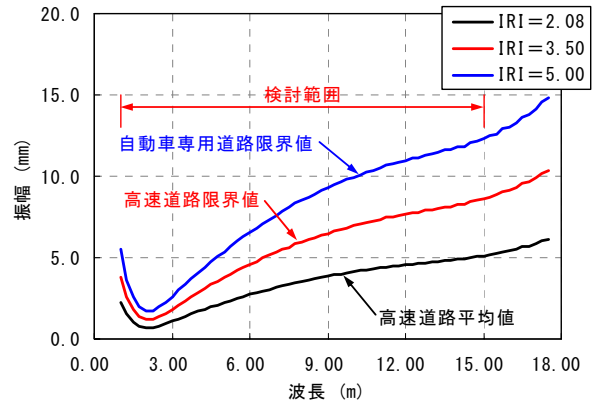


図-7 正弦波の振幅と IRI (80 km/h, 200 m)

振動数は、196 kN 車が 3.0 Hz, 245 kN 車が 2.7 Hz である。

路面凹凸は、一般的な交通振動の検討ではランダム波形を用いているが^{7), 8)}、本検討では応答に寄与する路面凹凸の波長を把握するために、図-6 に示すように波長 1~15 m の正弦波を 0.25 m ピッチで設定して用いた¹²⁾。ここで、正弦波の位相は、A1 位置で正弦波の腹となるように設定した。正弦波の振幅は、各波長に対して高速道路での走行快適性能からの限界値である IRI=3.5 (評価速度 80 km/h, 評価基準長 200 m) となる振幅 (図-7) を標準とし、比較として IRI=0, 1.0, 2.0 となる振幅も設定した^{6), 13)}。

解析では、車両が A1 の手前 20 m (IRI の評価方法に準拠) から A2 側へ 60~100 km/h の等速度で単独走行する状態をシミュレーションした。また、車両の走行位置は、図-3 に示すように、片側車線の中央とした。

解析における橋梁の減衰特性は、上部構造を 1%、橋脚を 2%、支承を 5% としてひずみエネルギー比例減衰により各モード減衰定数を算出し、交通振動で問題とな

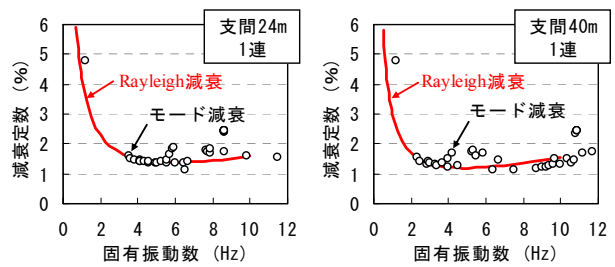


図-8 Rayleigh 減衰設定の一例

る 10 Hz 程度までのたわみおよびねじれ振動モードのモード減衰定数に近似するように、Rayleigh 減衰を設定した。Rayleigh 減衰の設定の一例を、図-8 に示す。

3. 固有振動特性

上部構造のたわみおよびねじれ振動モードの一例を図-9 に、上部構造のたわみおよびねじれ振動モードの固有振動数を図-10 に示す。また、図-10 には、図-5 に

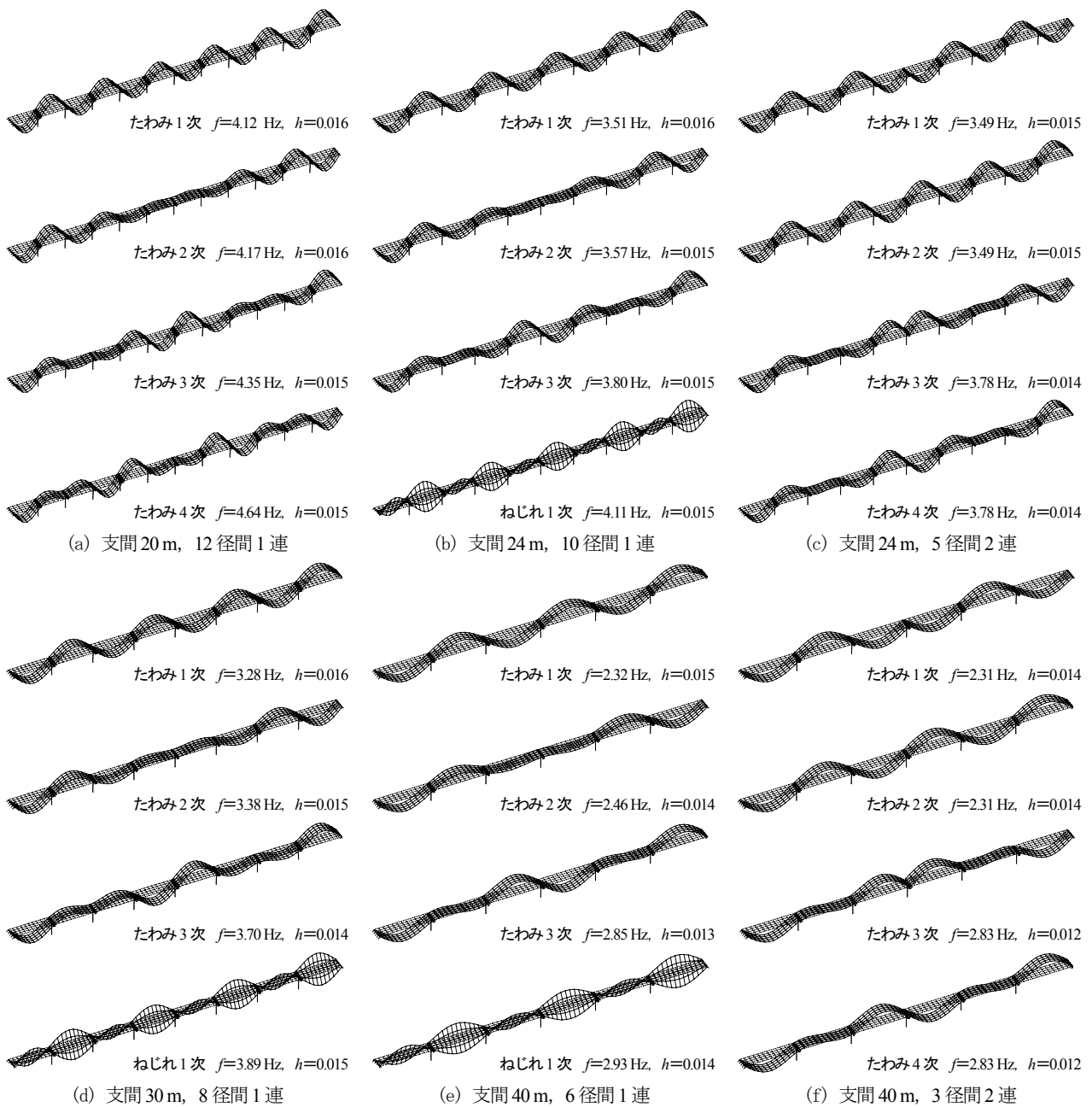


図-9 固有振動モードの一例 (Case A)

示した解析に用いた車両モデルの、後軸ばね上振動数も示す。

たわみ 1 次振動モードの固有振動数は、支間長 L を用いた近似式 $f=100/L$ による推定値(支間 20 m で 5.00 Hz, 支間 24 m で 4.17 Hz, 支間 30 m で 3.33 Hz, 支間 40 m で 2.50 Hz)と比較すると、プレテンション方式 T 桁の支間 20 m および支間 24 m では 15~20%程度低くなっているが、ポストテンション方式 T 桁の支間 30 m および支間 40 m ではほぼ一致した値となっており、ポストテンション方式 T 桁はプレテンション方式 T 桁に比べて断面効率が低い結果となっている。

また、単純桁橋では、たわみ 1 次とたわみ 2 次の固有振動数比は 1:4 となるが、対象とした連結桁橋では、たわみ 1 次の固有振動数と近接した振動モードが複数あり、

交通振動で問題となる振動数領域 (2~15 Hz) に多くの固有振動モードが存在する。特に、2 連の上部構造で構成される場合は、かけ違い橋脚位置で対称となる振動モードと逆対称となる振動モードの固有振動数が同じ値となっている。

たわみ 1 次振動モードの固有振動数に与えるゴム支承の剛性の影響を、図-11 に示す。ここで、ゴム支承の水平剛性に関しては、全体系の橋軸水平 1 次モードの振動数を横軸にして示し、図中に上部構造一支承系の橋軸水平固有周期を付記している。支承の剛性が固有振動数に与える影響は、水平剛性に比べて鉛直剛性の方が大きい結果となっている。これは、2 点支承の場合は、鉛直剛性が低いほど 1 点支承に近い挙動を示すためである。また、支間 30 m において 0.2 秒相当の水平剛性を用いた場

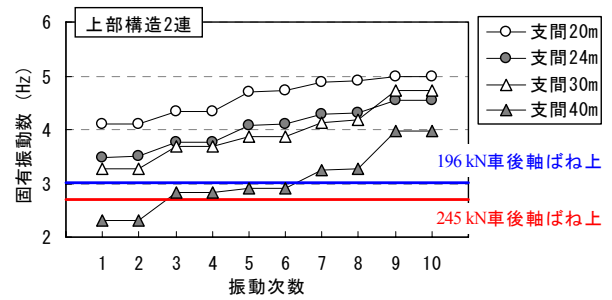
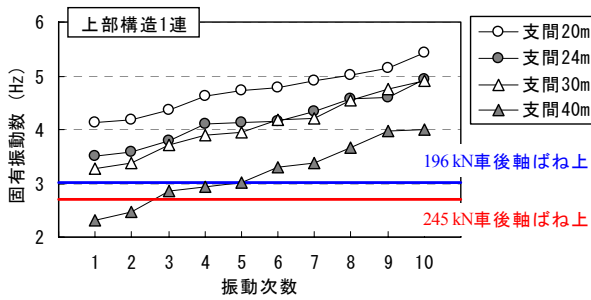
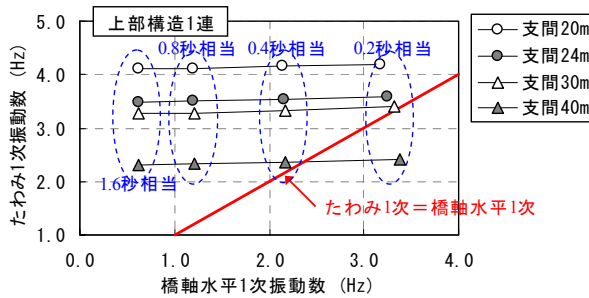
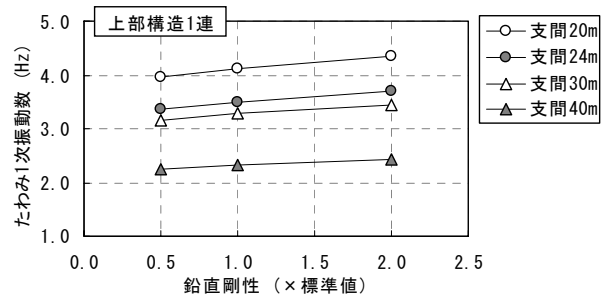


図-10 上部構造のたわみおよびねじれ振動モードの固有振動数



(a) 橋軸水平1次モードとたわみ1次モードの固有振動数



(b) 鉛直剛性とたわみ1次モードの固有振動数

図-11 ゴム支承の剛性と固有振動数

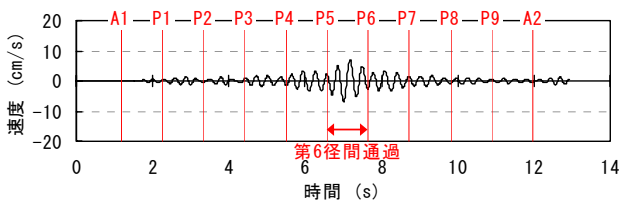
合および支間40mにおいて0.4秒相当の水平剛性を用いた場合は、たわみ1次モードの固有振動数が橋軸水平1次モードの固有振動数と近接する結果となっている。

4. 上部構造の交通振動特性

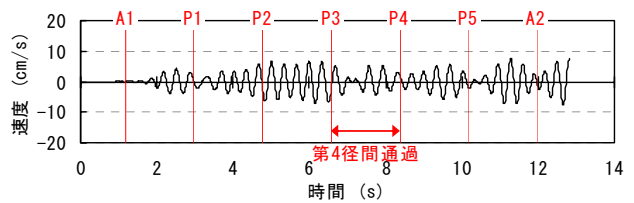
シミュレーション解析の結果として、245 kN車が波長8mの路面上を80 km/hで走行した場合の径間中央での鉛直方向応答速度波形を、図-12に示す。ここで、図中のP1、P2等は、後輪中心が各橋台や橋脚位置を通過した時間を示している。応答速度の最大値は、上部構造が1連で構成される場合は、支間24mおよび支間40mとも約7 cm/sと同程度であるが、上部構造が2連で構成される場合は、支間24mでは約10 cm/s、支間40mでは約

15 cm/sとなっている。また、支間24mの場合には車両が着目径間を走行した間の応答が大きいのにに対して、支間40mの場合には車両が着目径間以外の径間を走行する間でも同程度の応答が生じている。これは、上部構造の固有振動数と車両の後軸ばね上振動数との近接度により、上部構造が強制加振される場合と共振加振される場合との違いであると考えられる。なお、BS5400での道路橋振動制限値は、196 kN車通過時の最大応答速度で5.7 cm/sとしていることから¹⁴⁾、一般的なPC桁橋でも大型車両走行時の動的応答が過大となる可能性がある。

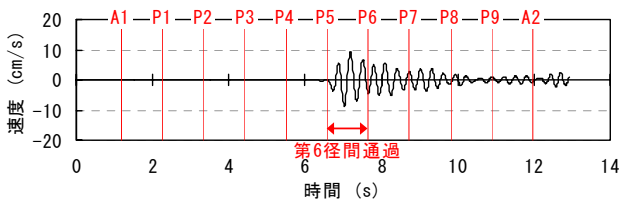
路面の波長と全径間中央での鉛直方向応答速度との関係として、時定数0.63秒毎(振動レベルの算定に用いる時定数に準拠)に算出した応答速度の実効値の最大値(以下、 $RMS_{0.63,max}$)を図-13に、車両が橋梁上を通過する



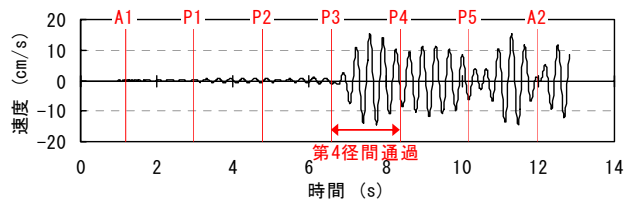
(a) 支間24m, 10径間連結桁橋×1連, 第6径間中央



(b) 支間40m, 6径間連結桁橋×1連, 第4径間中央

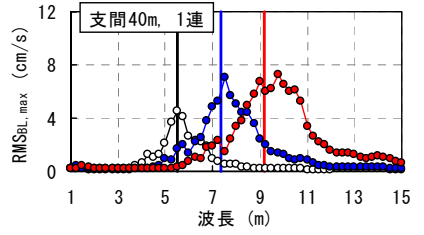
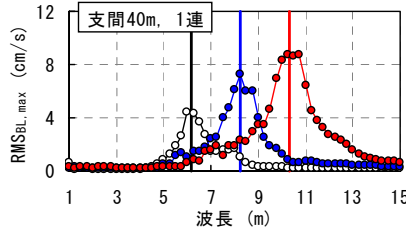
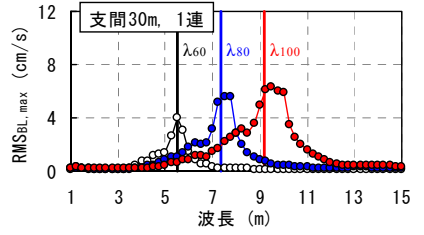
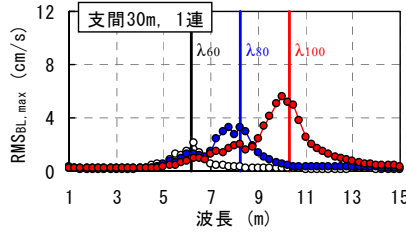
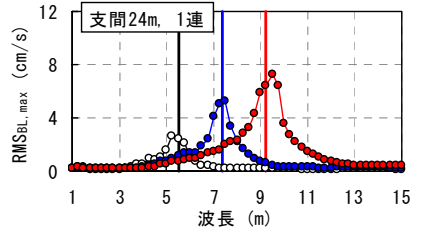
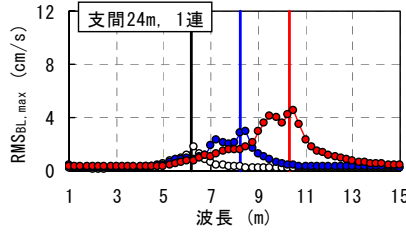
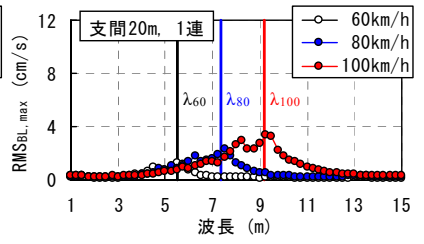
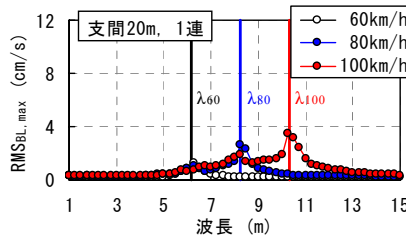
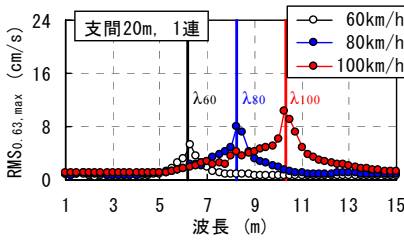


(c) 支間24m, 5径間連結桁橋×2連, 第6径間中央



(d) 支間40m, 3径間連結桁橋×2連, 第4径間中央

図-12 上部構造の鉛直方向の応答速度波形 (245 kN車 80 km/h 走行, 路面波長 8m)

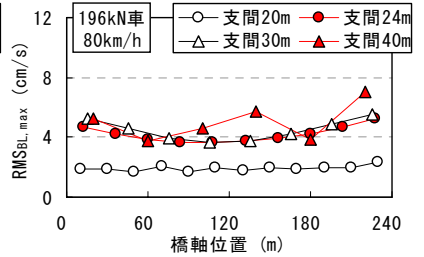
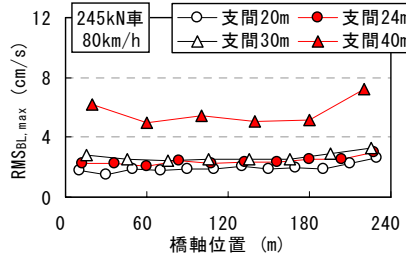
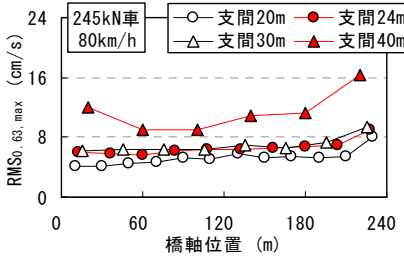


(a) 245 kN 車走行

(b) 196 kN 車走行

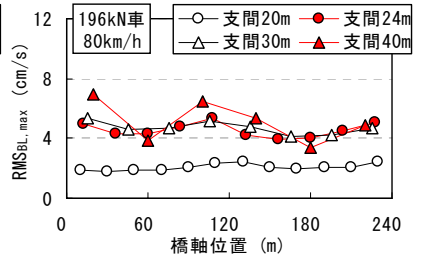
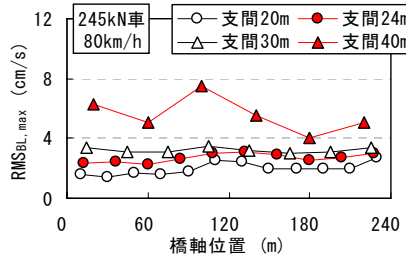
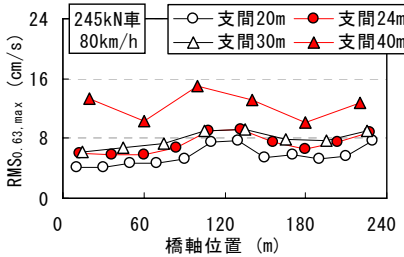
図-13 全径間中央の RMS_{0.63,max}

図-14 全径間中央の RMS_{BL,max}



(a) 上部構造1連の場合

(a) 上部構造1連の場合

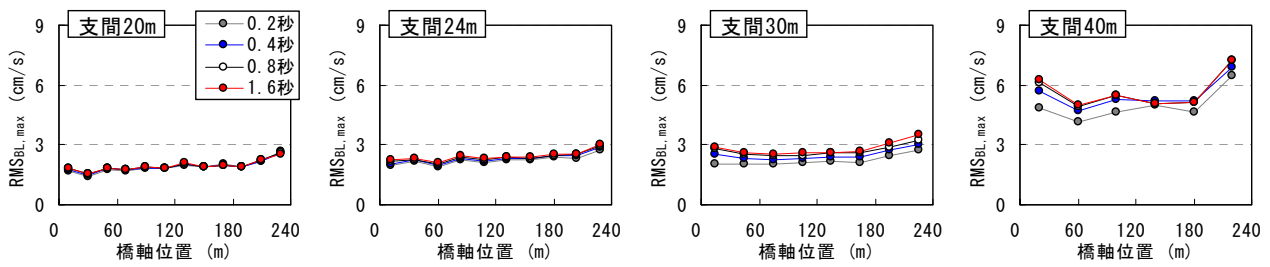


(b) 上部構造2連の場合

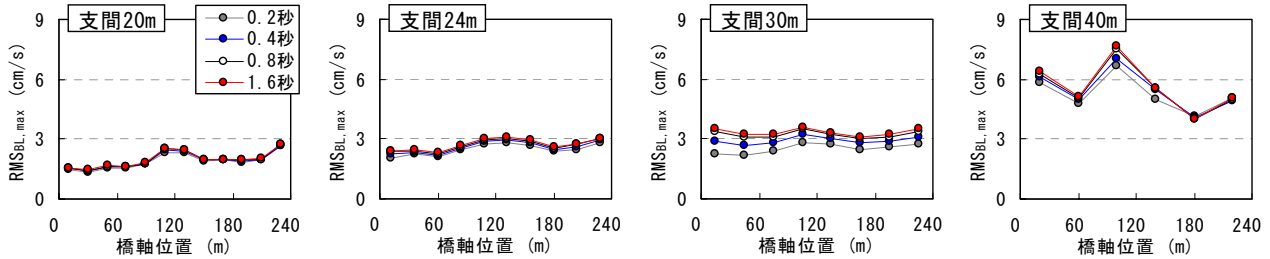
(b) 上部構造2連の場合

図-15 各径間中央の RMS_{0.63,max}

図-16 各径間中央の RMS_{BL,max}

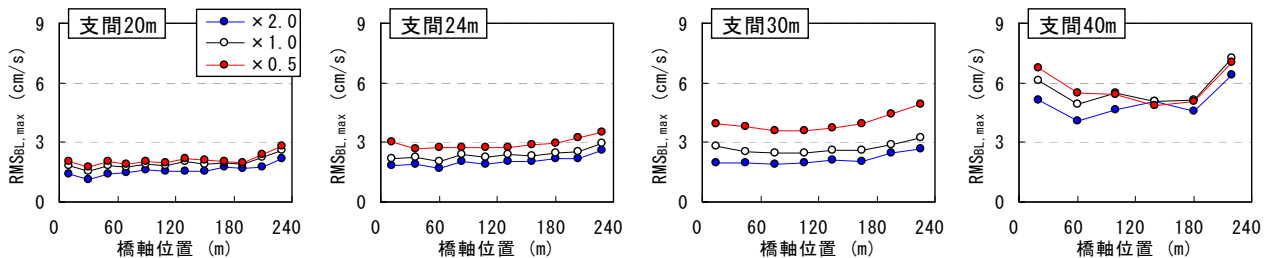


(a) 上部構造1連の場合 (245 kN 車 80 km/h 走行)

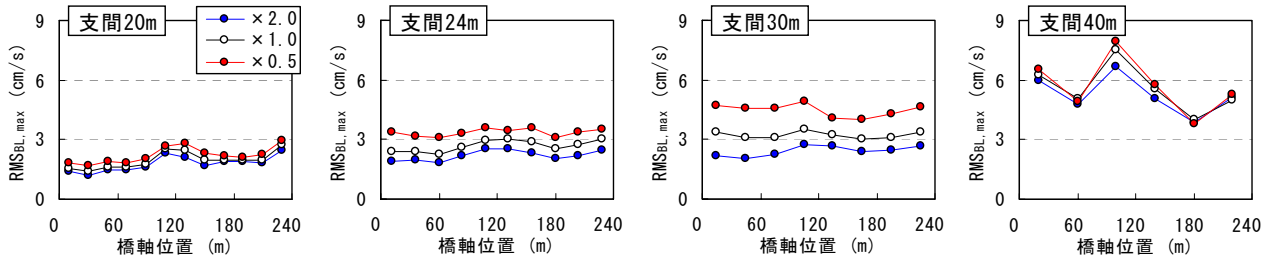


(b) 上部構造2連の場合 (245 kN 車 80 km/h 走行)

図-17 ゴム支承の橋軸剛性と各径間中央の $RMS_{BL,max}$



(a) 上部構造1連の場合 (245 kN 車 80 km/h 走行)



(b) 上部構造2連の場合 (245 kN 車 80 km/h 走行)

図-18 ゴム支承の鉛直剛性と各径間中央の $RMS_{BL,max}$

時間全体で積分して算出した応答速度の実効値（以下、 $RMS_{BL,max}$ ）を図-14 に示す¹⁵⁾。また、図中には、式(1)で算出される大型車両後軸ばね上振動数との路面の共振波長 λ_a も示す。

$$\lambda_a = \frac{V_a}{f} \quad (1)$$

ここに、 V_a は走行速度であり、 f は後軸ばね上振動数である。 $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は、いずれも波長 5~11 m で最大値を示しており、走行速度が速いほど最大値が生じる波長が長くなる傾向がある¹²⁾。さらに、245 kN 車走行の場合の方が、196 kN 車走行の場合に比べて最大値が生じる波長が若干長くなるが、いずれの最大値も式(1)で示される共振波長付近に生じている。

支間長毎の各径間中央の $RMS_{0.63,max}$ を図-15 に、 $RMS_{BL,max}$ を図-16 に示す。ここで、 $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は、波長 1~15 m に対する各支間中央の最大値をプロットしている。各径間中央の $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は、着目する径間にかかわらず支間長が長いほど大きくなる傾向にある。また、各径間中央の $RMS_{BL,max}$ は、支間 20 m では径間毎の差が少ないが、支間 40 m では径間毎に差が生じている。これは、支間 20 m では強制加振による応答が卓越するのに対して、支間 40 m では共振加振による応答が卓越するのが原因と考えられる。なお、上部構造が 2 連で構成される場合は、上部構造が 1 連で構成される場合に比べて、かけ違い橋脚前後の径間の応答が増加する傾向にある。

ゴム支承の橋軸剛性および鉛直剛性と各径間中央での

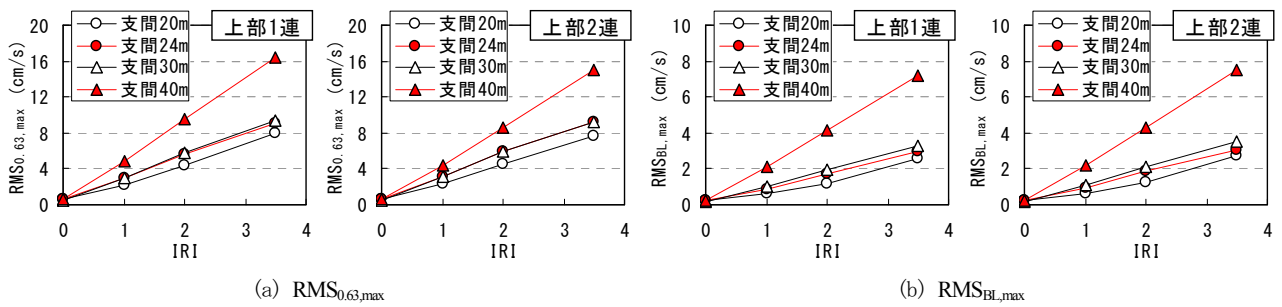


図-19 路面凹凸の IRI と全径間中央の $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ (245 kN 車 80 km/h 走行)

$RMS_{BL,max}$ との関係を示す。ゴム支承の橋軸剛性が固有周期 0.2~1.6 秒相当の範囲では、いずれの支間においても $RMS_{BL,max}$ に差が生じていない。よって、今回の検討の範囲では、耐震性の観点から上部構造を長周期化しても、上部構造の鉛直振動は増加しないといえる。一方、ゴム支承の鉛直剛性については、標準値の 0.5 倍とした場合は標準値の 2.0 倍とした場合に比べて、 $RMS_{BL,max}$ が増加する傾向にあり、支間 24 m および支間 30 m では約 2 倍となっている。これは、支点位置の鉛直応答が増加することよりも、固有振動特性について述べたように、鉛直剛性が低いほど 1 点支承に近い挙動を示すことが原因と考えられる。

路面凹凸の IRI と全径間中央での $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ との関係を示す。いずれの値も IRI にはほぼ比例して増加しており、上部構造の振動は、路面凹凸の程度に大きく依存する結果となっている。

5. 橋脚の交通振動特性

シミュレーション解析の結果として、245 kN 車が波長 8 m の路面上を 80 km/h で走行した場合の橋脚天端での橋軸方向応答速度波形を、図-20 に示す。図-12 に示した上部構造の応答波形と比較すると、上部構造が 1 連で構成される場合は上部構造と同じ周期の振動が励起されているが、上部構造が 2 連で構成される場合のかけ違い

橋脚には、より高い周期の振動が伸縮装置通過直後に励起されている。なお、橋脚天端で 0.2 cm/s の応答速度が生じると、その伝播により地盤振動が問題となった場合もある¹⁰⁾。

路面の波長と全橋脚天端での橋軸方向応答速度の $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ との関係を図-21 および図-22 に示す。上部構造と同様に、 $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は波長 5~11 m で応答値が大きくなるが、支間 40 m では波長 1~3 m にも応答値が大きくなる波長が存在する。

支間と各橋脚天端での橋軸方向応答速度との関係として、 $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ を図-23 および図-24 に示す。上部構造の鉛直方向の $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は支間が長いほど大きくなる傾向があったが、橋脚の橋軸方向の $RMS_{0.63,max}$ は支間が長いほど小さくなる傾向となった。また、上部構造が 2 連で構成される場合は、上部構造が 1 連で構成される場合に比べて、支間 20~30 m ではかけ違い橋脚の両側の橋脚の応答が増加している。

ゴム支承の橋軸剛性および鉛直剛性と各橋脚天端での $RMS_{0.63,max}$ との関係を示す。ゴム支承の橋軸剛性が固有周期 0.4~1.6 秒相当の範囲では、ゴム支承の橋軸剛性が小さいほど $RMS_{0.63,max}$ は小さくなる傾向がある。一方、ゴム支承の橋軸剛性が固有周期 0.2 秒相当の場合は、支間 30~40 m では、ゴム支承の橋軸

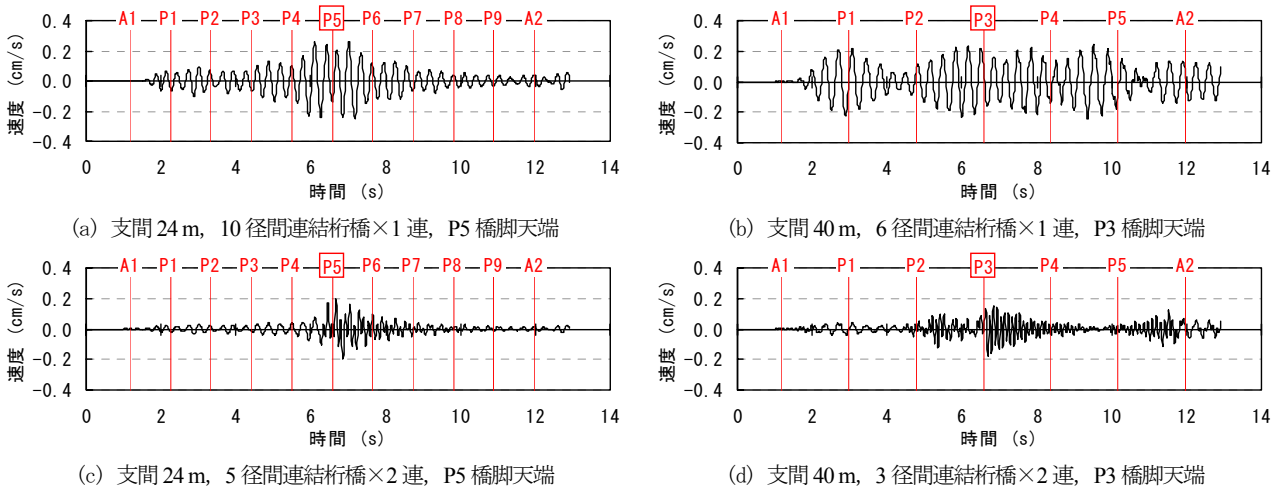
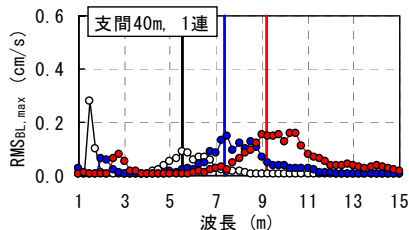
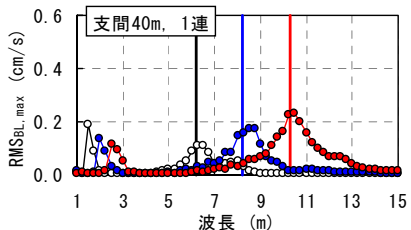
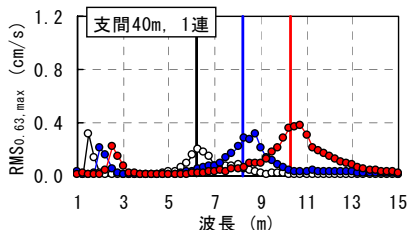
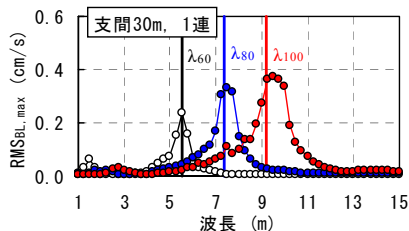
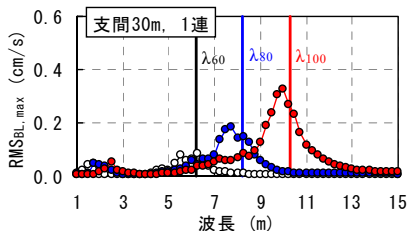
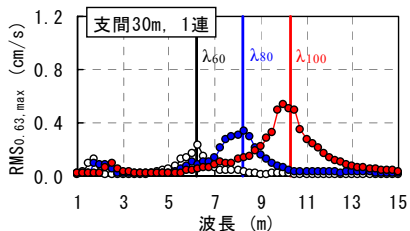
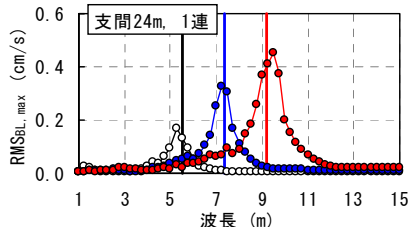
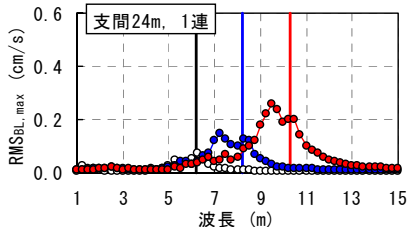
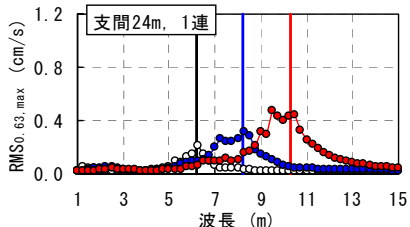
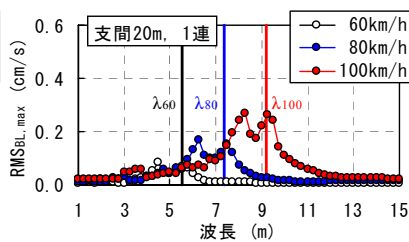
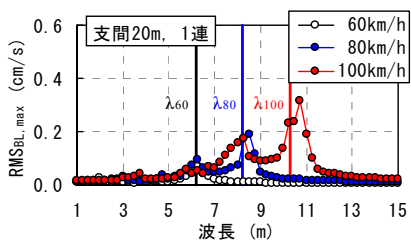
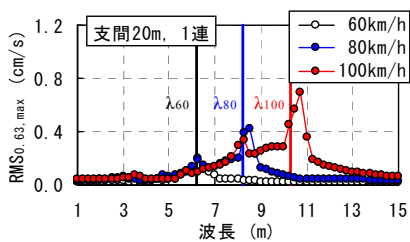


図-20 橋脚天端の橋軸方向の応答速度波形 (245 kN 車 80 km/h 走行, 路面波長 8 m)



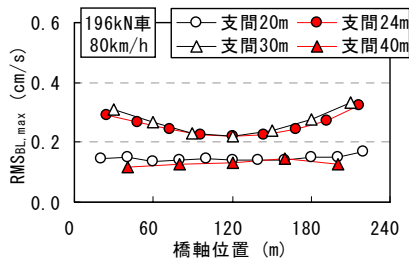
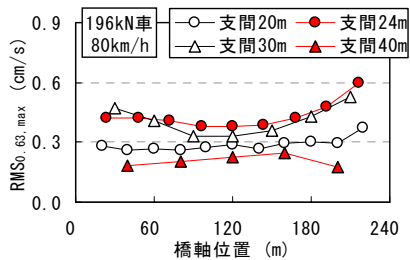
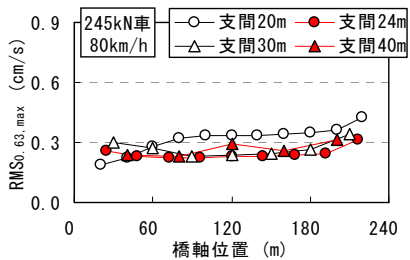
245 kN 車走行

(a) 245 kN 車走行

(b) 196 kN 車走行

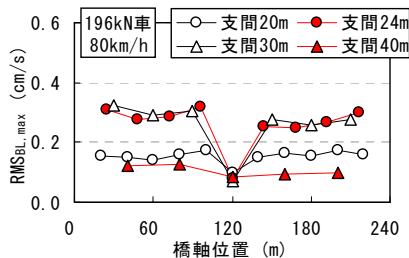
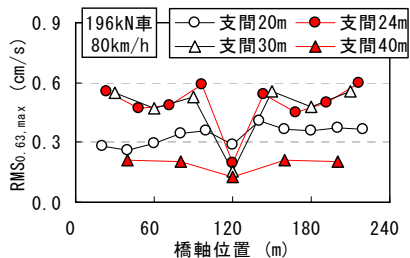
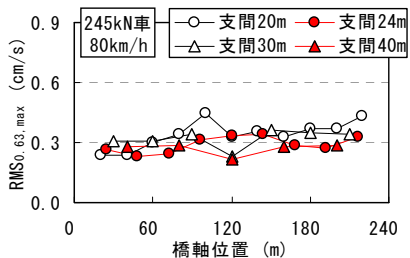
図-21 全橋脚天端の $RMS_{0.63,max}$

図-22 全橋脚天端の $RMS_{BL,max}$



(a) 上部構造 1 連の場合

(a) 上部構造 1 連の場合

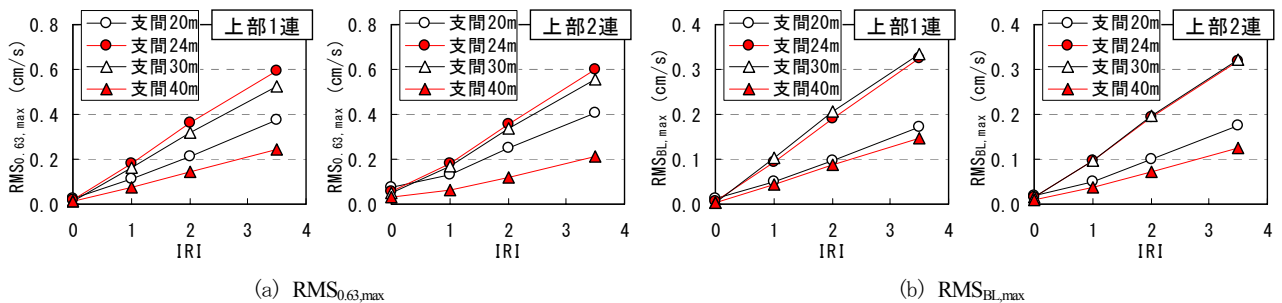
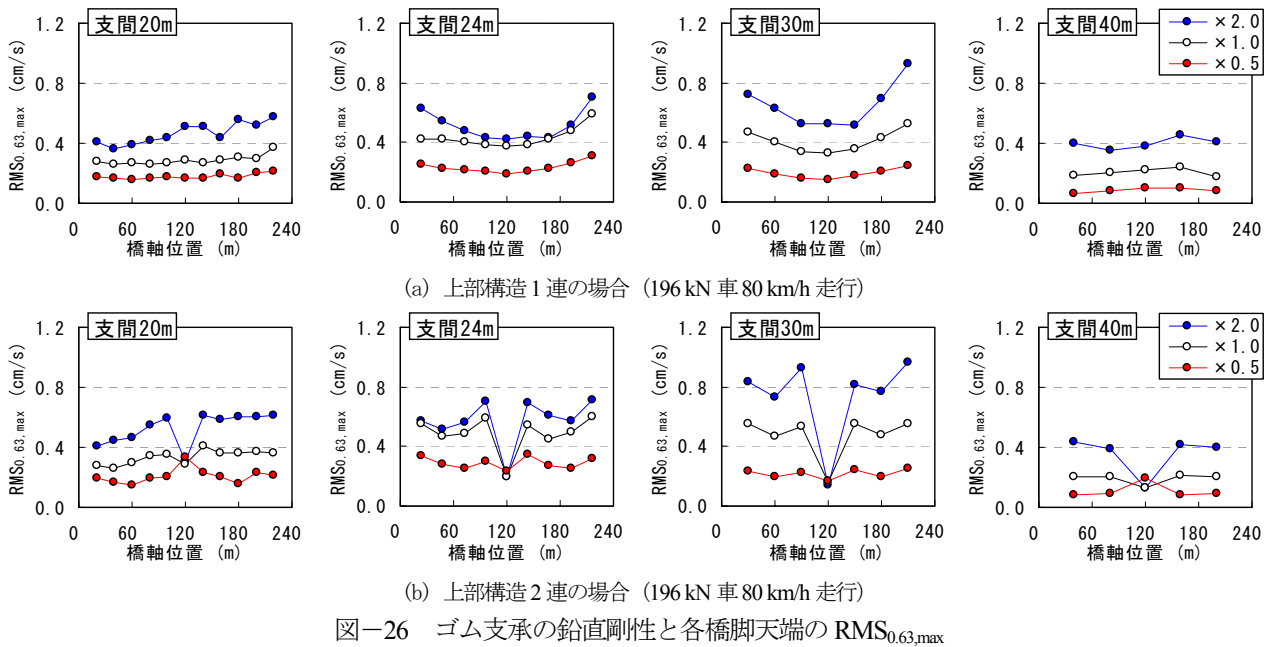
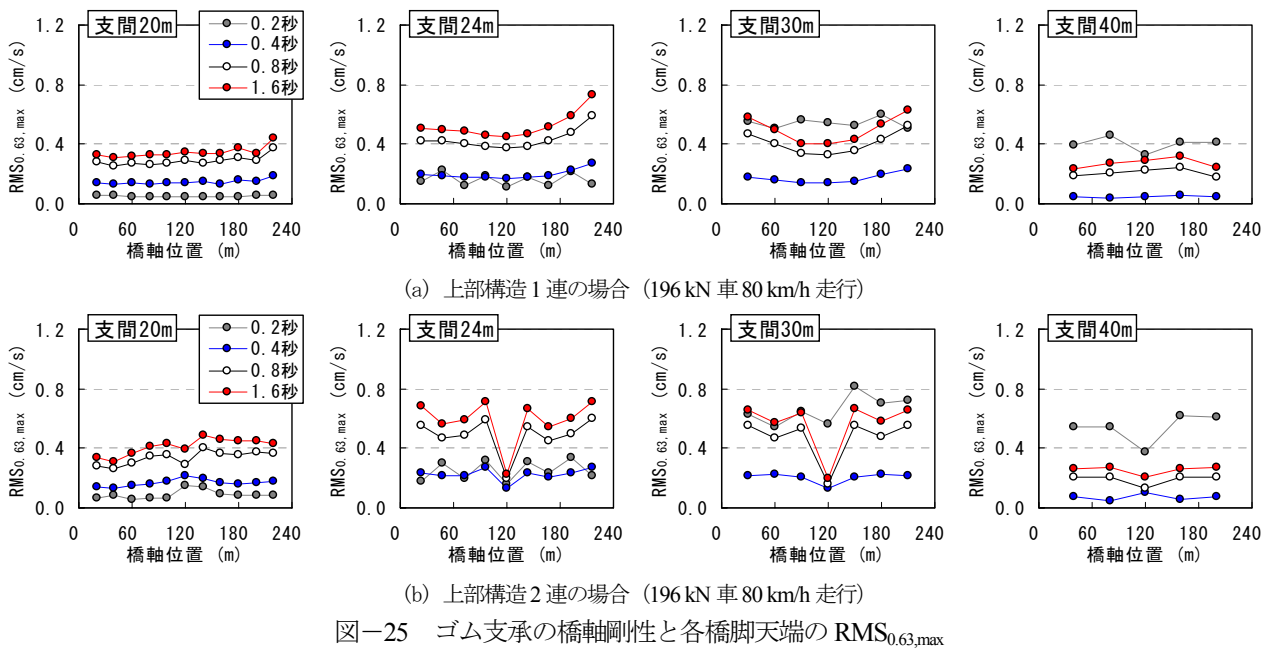


(b) 上部構造 2 連の場合

(b) 上部構造 2 連の場合

図-23 各橋脚天端の $RMS_{0.63,max}$

図-24 各橋脚天端の $RMS_{BL,max}$



剛性が固有周期 1.6 秒相当の場合より $RMS_{0.63,max}$ が大きくなる結果となっている。これは、ゴム支承の橋軸剛性が固有周期 0.2 秒相当の場合、橋軸水平 1 次振動モードの固有振動数 (支間 30 m で 3.32 Hz, 支間 40 m で 3.38

Hz) が上部構造のたわみまたはねじれ振動モードの固有振動数と近接し、さらに車両の後軸ばね上振動数とも近接するため、連成振動が生じることが要因として考えられる。これらの結果より、耐震性の観点から上部構造を

長周期化する場合に加えて、橋軸水平振動モードと上部構造のたわみまたはねじれ振動モードが近接する場合には、橋脚の交通振動を増加させる可能性があるといえる。一方、ゴム支承の鉛直剛性については、剛性が小さいほど $RMS_{0.63,max}$ は小さくなる傾向があり、上部構造の鉛直応答と逆の結果となった。連結桁橋の構造特性からすれば2点支承の鉛直剛性は小さい方が望ましいが、橋脚の交通振動を低減する点からも支承の鉛直剛性は小さくするのがよいといえる。

路面凹凸の IRI と全橋脚天端での $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ との関係を、図-27 に示す。いずれの値も、上部構造の応答と同様に、IRI にほぼ比例して増加している。

6. まとめ

本研究では、PC 連結桁橋を対象に、支間やゴム支承の剛性等が交通振動に与える影響について、正弦波の路面凹凸を用いたシミュレーション解析により検討を行った。得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- (1) 上部構造の交通振動およびその継続時間が少ない PC 連結桁橋としては、上部構造のたわみおよびねじれ振動数が大型車両の後軸ばね上振動数より小さい支間を選定するのがよい。
- (2) 上部構造の交通振動を低減するには、支間によらず、波長 5~11 m の路面凹凸を低減するのがよい。
- (3) 橋脚の交通振動に及ぼす上部構造の支間の影響は顕著でない。
- (4) 地盤振動の発生源となる橋脚の交通振動をより少なくするためには、小振幅域での橋軸剛性の高いゴム支承を採用するのがよいが、橋軸水平振動の固有振動数と上部構造のたわみまたはねじれ振動数が近接しないように配慮する必要もある。
- (5) ゴム支承の鉛直剛性を小さくすると、上部構造の交通振動は大きくなるが橋脚の交通振動は小さくなる。
- (6) 上部構造および橋脚の交通振動は、支間によらず IRI にほぼ比例して増加している。

今回の研究により、標準的な PC 連結桁橋の構造条件が上部構造および橋脚の動的応答に与える影響が把握された。今後は、同規模の鋼桁橋との比較を行う必要がある。さらに、上部構造や橋脚の動的応答による低周波音や地盤振動などに着目して検討を行い、環境振動に配慮した構造形式選定の指標を検討していく予定である。

参考文献

- 1) (社) 土木学会構造工学委員会：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題，1994.4.

- 2) (社) 日本音響学会道路交通騒音調査研究委員会：日本音響学会道路交通騒音予測モデル “ASJ RTN-Model 2003”，日本音響学会誌，Vol.60，No.4，pp.192-246，2004.4.
- 3) 小川清，小野正二：橋梁振動に伴う低周波空気振動に関する試験研究（その2），日本道路公団試験所報告，pp.259-278，1977.12.
- 4) 深田宰史，梶川康男，角本周：2 径間連続 PC 斜張橋の車両走行時の振動特性と動的増幅率，土木学会論文集，No.605，pp.37-47，1998.10.
- 5) 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.691-700，1995.3.
- 6) 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，土木学会舗装工学論文集，第 14 集，pp.179-187，2009.12.
- 7) 角本周，松永昭吾，西村一郎，嶋田紀昭：PC 連結桁橋の支間構成と交通振動に関する一検討（上部構造），土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部，pp.169-170，2007.9.
- 8) 松永昭吾，角本周，西村一郎，嶋田紀昭：PC 連結桁橋の支間構成と交通振動に関する一検討（橋脚），土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部，pp.171-172，2007.9.
- 9) 角本周，深田宰史，松永昭吾，西村一郎：PC 連結桁橋の構造条件が交通振動に与える影響，橋梁振動コロキウム 2011 論文集，pp.158-165，2011.9.
- 10) 梶川康男，深田宰史，林秀侃，吉川実，薄井王尚：弾性支承と桁連結構造を用いた既設高架橋の振動特性，構造工学論文集，Vol.43A，pp.747-756，1997.3.
- 11) 建設省土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 65 号，1992.2.
- 12) 深田宰史，室井智文，縦山好幸，梶川康男：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，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.1，pp.121-136，2011.3.
- 13) (社) 土木学会：舗装標準示方書，pp.157，2007.3.
- 14) BSI：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, BS5400, 1978.
- 15) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察，土木学会論文報告集，第 304 号，pp.47-58，1980.12.

(2011 年 9 月 14 日受付)