

2018 年度 博士論文

鋼鈹桁道路橋の低周波音の発生部位と鉛直 2  
次モードの振動に着目した対策に関する研究

大竹 省吾



# 目次

<b>第1章 研究の背景と目的</b> .....	1
1.1 低周波音苦情の実態 .....	1
1.1.1 低周波音苦情の概要 .....	1
1.1.2 低周波音の閾値 .....	4
1.1.3 橋梁近傍での低周波音の実態 .....	5
1.2 低周波音対策の実態 .....	7
1.2.1 対策構造の効果 .....	7
1.2.2 対策効果の予測手法 .....	10
1.3 研究の目的と範囲 .....	14
1.3.1 研究の目的 .....	14
1.3.2 研究の範囲 .....	14
1.3.3 研究の手順 .....	15
1.4 論文の全体構成と各章の内容 .....	17
<b>第2章 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証</b> .....	19
2.1 目的と背景 .....	19
2.2 動的相互作用を考慮した車両走行解析 .....	20
2.3 疑似応答解析による車両走行解析の提案 .....	21
2.3.1 疑似応答解析による解析方法 .....	21
2.3.2 疑似応答解析の適用範囲 .....	23
2.4 試算による疑似応答解析の適用性検討 .....	26
2.4.1 検討対象橋梁 .....	26
2.4.2 試算方法 .....	28
2.4.3 橋梁のモデル化 .....	28
2.4.4 車両のモデル化と車両からの外力の推定 .....	32
2.4.5 橋梁の振動解析結果 .....	36
2.4.6 着目周波数帯以外の応答に対する分析 .....	39
2.4.7 実測値との比較 .....	40
2.4.8 対策効果の推定精度 .....	43
2.5 疑似応答解析の適用性に関するまとめと考察 .....	46
<b>第3章 橋梁振動に伴う低周波音の発生部位の特定とその要因の分析</b> .....	47
3.1 目的と背景 .....	47
3.2 検討対象橋梁 .....	48

3.3	計測記録に基づく分析と評価	52
3.3.1	計測記録	52
3.3.2	苦情原因となる発生音の周波数	53
3.3.3	苦情原因となる橋梁振動の発生部位	54
3.3.4	低周波音の発生タイミング	64
3.4	解析モデルを用いた分析と評価	70
3.4.1	解析モデルと解析方法	70
3.4.2	固有振動解析	72
3.4.3	車両走行解析	80
3.5	低周波音の発生部位とその要因に関するまとめと考察	91
<b>第4章</b>	<b>伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討</b>	<b>93</b>
4.1	目的と背景	93
4.2	対象橋梁	95
4.3	計測記録による分析と評価	99
4.3.1	計測記録	99
4.3.2	車両と橋梁の卓越周波数	99
4.3.3	伸縮装置前後の路面凹凸による励振の影響範囲	101
4.3.4	伸縮装置前後の路面凹凸による励振量	105
4.3.5	伸縮装置前後の路面凹凸形状	107
4.4	解析モデルを用いた分析と評価	112
4.4.1	車両走行解析方法	112
4.4.2	解析モデルの適用性検討	113
4.4.3	伸縮装置前後の路面凹凸のパラメータ解析	117
4.5	伸縮装置前後の路面凹凸と低周波音に関するまとめと考察	126
<b>第5章</b>	<b>鉛直2次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証</b>	<b>129</b>
5.1	目的と背景	129
5.2	対象橋梁	130
5.3	振動モード形状	132
5.3.1	振動モード形状の推定方法	132
5.3.2	苦情原因となる振動モードの形状の推定	132
5.4	対策方法の選定	134
5.4.1	対策方法の選定方針	134
5.4.2	路面对策	135
5.4.3	上部構造対策	135



5.5	車両走行解析による対策効果の推定	145
5.5.1	車両走行解析手法	145
5.5.2	解析モデル妥当性確認	145
5.6	対策効果の推定	152
5.6.1	伸縮装置前後の路面凹凸の低減効果	152
5.6.2	端横桁の RC 巻立ての効果	154
5.6.3	床版剛性付加の効果	156
5.6.4	桁剛性付加の効果	160
5.6.5	TMD による効果	163
5.6.6	IMD による効果	166
5.6.7	緩衝機能付き中間支柱による効果	170
5.7	鉛直 2 次モードの振動に着目した低周波音対策に関するまとめと考察	172
<b>第 6 章</b>	<b>対策方法の効果と新設橋梁への適用を含めた設計方法の提案</b>	<b>175</b>
6.1	目的と背景	175
6.2	対策方法の効果	176
6.3	対策方法の設計における配慮点	180
6.4	低周波音対策設計の現状	181
6.5	既設橋梁の低周波音対策設計方法の簡略化提案	183
6.6	新設橋梁の低周波音対策設計方法の提案	185
6.7	新設橋梁の設計で用いる対策方法の提案	189
6.8	対策方法の効果と新設橋梁への適用を含めた設計方法に関するとりまとめと考察	190
<b>第 7 章</b>	<b>結論</b>	<b>191</b>
	<b>参考文献</b>	<b>197</b>
	<b>謝辞</b>	<b>199</b>
	<b>既発表論文一覧</b>	<b>200</b>



# 第1章 研究の背景と目的

## 1.1 低周波音苦情の実態

### 1.1.1 低周波音苦情の概要

一般に人が聞き取れる音の周波数範囲は概ね 20Hz～20kHz とされており，平成 12 年に環境省（当時は環境庁）により発表された「低周波音の測定方法に関するマニュアル」<sup>1)</sup>では，主な低周波音発生源の周波数特性や，わが国における低周波音苦情の現状を考慮して，1/3 オクターブバンド中心周波数で 1～80Hz の範囲を低周波音，このうち特に 1～20Hz の範囲を超低周波音と定義している。

また，同マニュアルによれば，低周波音の発生源は，発生機構の違いで表-1.1.1 の 4 種類に分類されるとしており，可聴域の低周波音（概ね 20Hz 以上の低周波数の騒音）は，機械や構造物が通常の稼動状態で発生するが，概ね 20Hz 以下の超低周波音は，多くの場合，機械・構造物が正常な状態では発生せず，送風機の旋回失速の共振等特異な稼動状態において発生するものとしている。

表-1.1.1 低周波音の発生源<sup>1)</sup>

発生機構	事例
板や膜の振動によるもの	大型の振動ふるい，道路橋，溢水ダムの水流，他
気流の脈動によるもの	空気圧縮機，真空ポンプ，他
気体の非定常励振によるもの	大型送風機の翼の旋回失速やシステムのサージング，燃焼装置，他
空気の急激な圧縮，開放によるもの	発破，鉄道トンネルの高速での列車突入，他

さらに同マニュアルは，低周波音苦情は，建具のがたつきなどによる“物的苦情”と，室内での不快感などの“心身に係わる苦情（心理的苦情，生理的苦情）”とに大別されることと，苦情を発生させる周波数の特徴（表-1.1.2）を明記している。

表-1.1.2 低周波音苦情の特徴<sup>1)</sup>

苦情内容	苦情の特徴	発生周波数
物的苦情	音を感じないのに戸や窓がガタガタする，置物が移動するといった苦情である。	20Hz 以下の卓越周波数成分をもつ超低周波音による可能性が高い。
心理的苦情， 生理的苦情	心理的苦情は，低周波音が知覚され良く眠れない，気分がいらいらする，胸や腹が圧迫されるような感じがするといった苦情であり，生理的苦情は，頭痛・耳鳴りがする，吐き気がするといった苦情である。	20Hz 以下の超低周波音による可能性と，20Hz 以上の可聴域の低周波音による可能性がある。

加えて、同マニュアルでは、既往の文献に掲載された事例の中から、苦情内容と低周波音の周波数特性が記載されているものより、低周波音の卓越周波数と苦情内容を約 50 例整理している。これによると、文献に取りあげられた苦情は物的苦情が多数を占めており、苦情発生時の低周波音の卓越周波数はおおよそ 3~50Hz の範囲に分布しているが、ほとんどの場合 20Hz 以下の周波数で発生している。また、物的苦情のほとんどは「建具のがたつき」によるものであるとしている。一方、心理的・生理的苦情は「気分が悪い」、「発生音がうるさい」といったものであり、苦情発生時の低周波音はいずれも可聴域の低周波音成分が卓越しているとのことである。

また、平成 15 年に環境省により発表された「低周波音対策検討調査（中間とりまとめ）」<sup>2)</sup>によると、環境庁（現環境省）では、昭和 48 年から地方公共団体に寄せられた低周波音の苦情を集計し始めており、その苦情の推移が図-1.1.1 のとおり整理されている。これによると、昭和 59 年までは最大 60 件程度と圧倒的に工場・事業場の苦情が多かったが、その後は他の発生源の割合が多くなっている。ここで、工場・事業場の苦情の減少要因は、機械メーカーを中心に各所で大型機械等からの低周波音の発生原因の解明や防止対策の研究が進んだものと考えている。また、鉄道は、平成 5 年度に高速化された鉄道のトンネル進入時の圧縮波により件数が 18 件にまで増加したが、その後、トンネル坑口付近に緩衝材が設置される等の対策が行われ減少している。一方、道路交通に係わる苦情は、工場・事業場に比べ数は少なく最大 5 件程度であるが数量の変化はあまり見られない。また、苦情のほとんどが高架橋から発生するものであるとしている。さらに、その他に分類される発生源による苦情が平成 8 年から増加傾向にあることと、発生源が近隣の店舗、施設、民家等に設置された機器などと考えられ、音源が不明なものも含まれていると推定している。

「低周波音対策検討調査（中間とりまとめ）」では、この他に、全体量の推移も図-1.1.1 のとおり記されている。これによると、昭和 49 年に 100 件超の苦情が発生し、その後減少傾向にあったが、昭和 55 に再び 85 件に上昇し、その後は 20 件台まで低下したものの、平成 12 年からは再び増加傾向にある。

以上のとおり、低周波音苦情に関しては、工場の大型機械からの苦情は減っているものの、代わりに近隣の店舗、施設、民家等が苦情源となることで、継続的に発生しているのが実態と言えよう。また道路交通に関しては、数量は少ないものの高架橋が発生源となった苦情が継続して発生しているのが実態と言えよう。

ここで、高架橋からの低周波音苦情とは、高架橋の上部構造の振動により発生する低周波音（空気振動）（図-1.1.2(1)）に起因するものであり、橋脚を介して伝播する地盤振動（図-1.1.2(2)）とはその伝播メカニズムが異なる。このため、一般に、低周波音と地盤振動を計測したうえで苦情原因が特定されている。

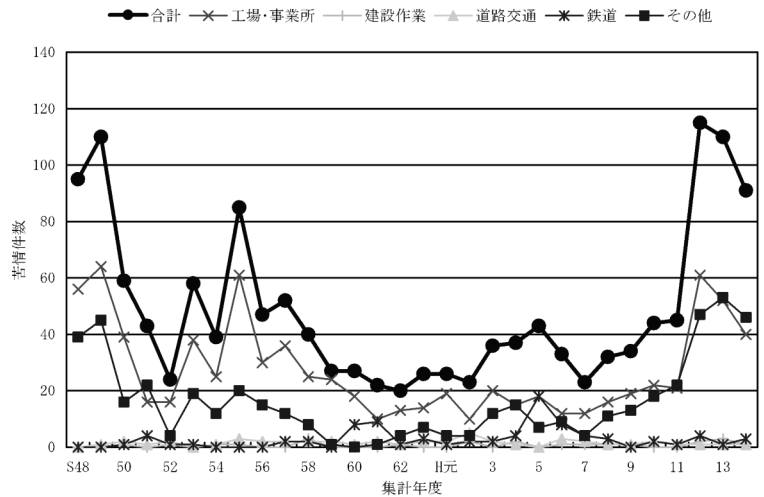
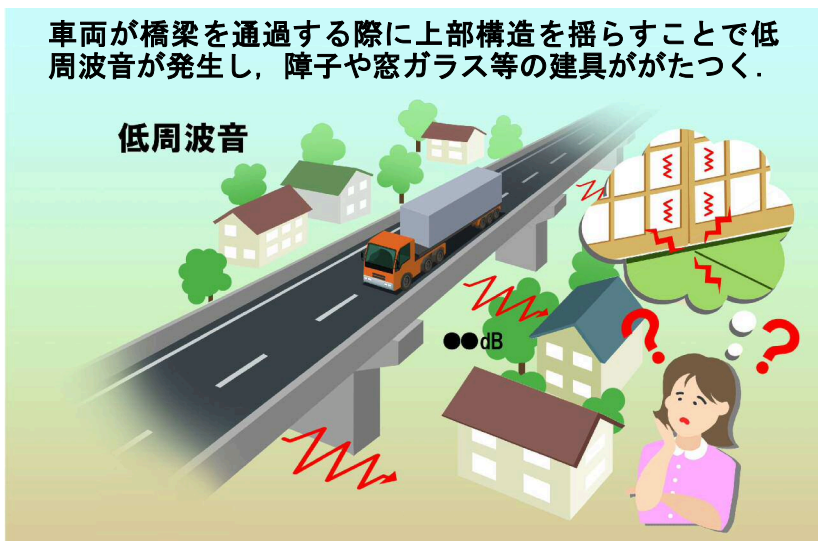
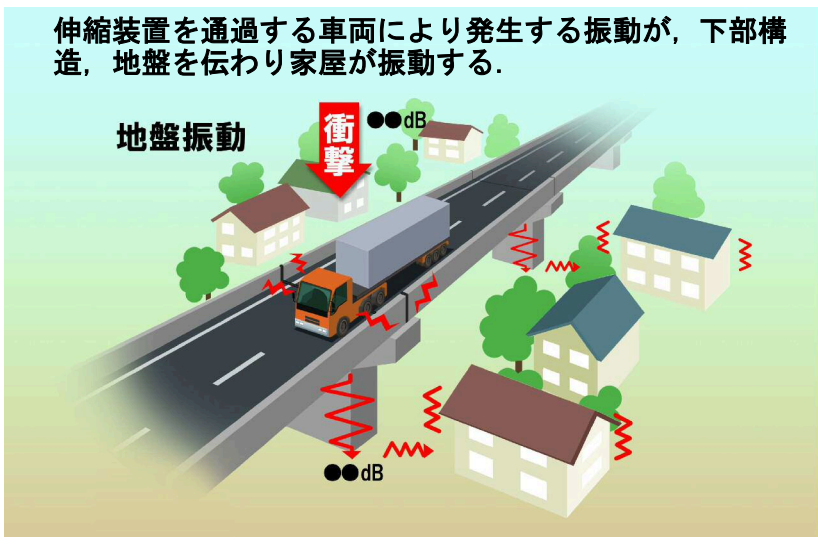


図-1.1.1 低周波音に係わる苦情件数の推移<sup>2)</sup>



(a) 低周波音苦情の例



(b) 地盤振動苦情の例

図-1.1.2 低周波音苦情と地盤振動苦情

### 1.1.2 低周波音の閾値

低周波音苦情は、建具のがたつきなどによる“物的苦情”と、室内での不快感などの“心身に係わる苦情（心理的苦情，生理的苦情）”とに大別される。

ここで、建具の固有周波数や、人間の知覚はさまざまのため、本来は個別の特性に応じて苦情発生の有無を判断すべきであるが、個別の特性の調査は困難である。このため、本研究では、環境省における低周波音の評価指針<sup>3)</sup>に参照値として整理されている図-1.1.3の閾値を用いた。同評価指針の参照値のうち、“物的苦情”に関する閾値は、小林理化学研究所<sup>4)</sup>により研究所内の建物の開口部に供試体を取り付け、室内から低周波音をスピーカーによって発生させる実験室実験により調査されたものである。同実験では、建具として障子、雨戸、木製サッシ、アルミサッシ、鉄サッシを用い、建具の振動加速度波形と入射音圧とを比較している。正弦波入射とした音圧の増加に対する振動加速度の増加傾向の不連続性の有無、枠との衝突による波形の変形の有無に着目して建具のがたつきの始まる音圧を調査している。

ここで、“物的苦情”に関する閾値には、さらに、図-1.1.3に併記した落合・田矢<sup>5)</sup>による調査があり、上記実験後に実施した新たな実験室実験を追加し、再整理することで最新の知見が得られている。このため、“物的苦情”に関する閾値には、落合・田矢<sup>5)</sup>による調査結果も用いた。10Hz以下の周波数では最新の知見の方が大きい。

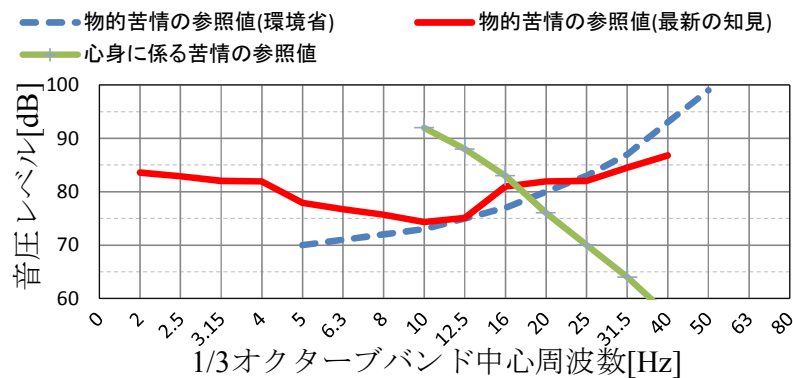


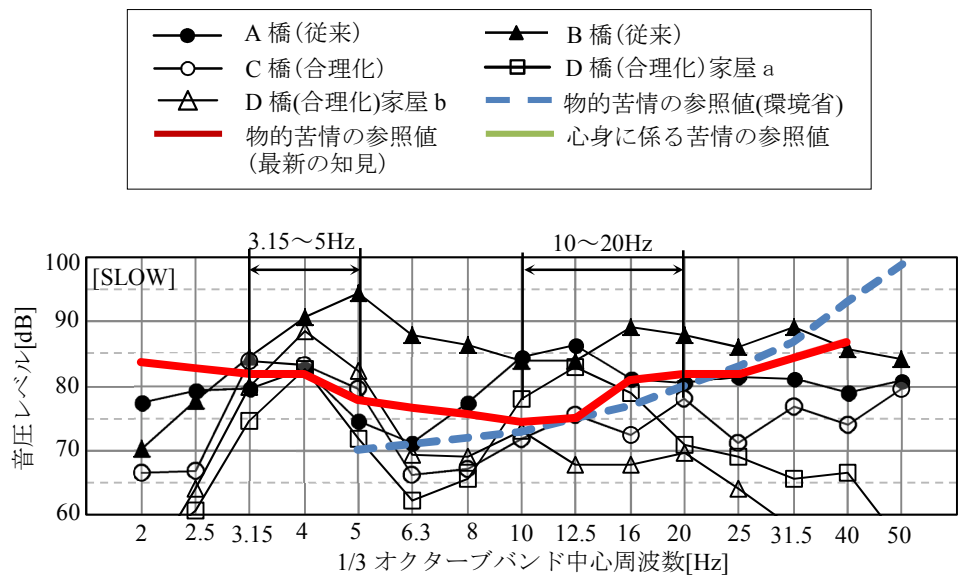
図-1.1.3 低周波音苦情に関する参照値<sup>3), 4), 5)</sup>

### 1.1.3 橋梁近傍での低周波音の実態

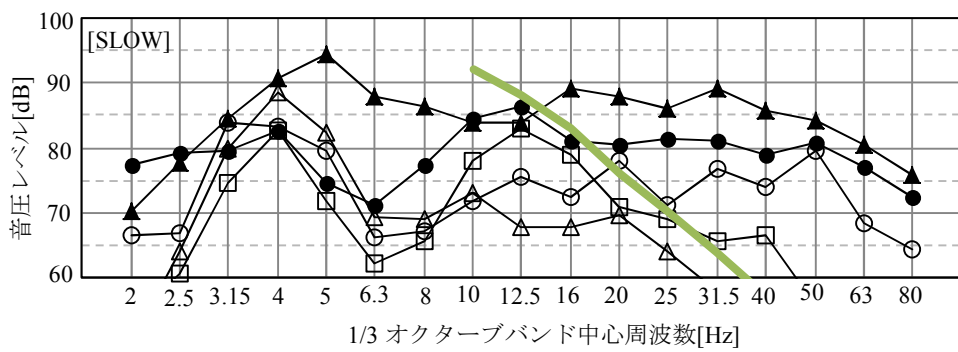
本研究の検討対象とした鋼鈹桁橋梁のうち、代表 4 橋梁に対する橋梁近傍の測定点（家屋前または官民境界位置）での一般車両走行時における低周波音記録に対して 1/3 オクターブバンド周波数分析（時定数（実効値の経時変化を実効値を平均化して算定する際の時間重み特性）1.0 秒(SLOW)）を実施し、最大値を物的苦情の参照値<sup>3),4),5)</sup>と比較した結果を図-1.1.4 に示す。ここで代表橋梁は、いずれも過去に何らかの交通振動による苦情が発生した橋梁であるが、同一構造形式・寸法形状の橋梁の中で特別な構造的特徴を有する橋梁ではない。

これより、橋梁近傍の測定点での低周波音の記録には、“物的苦情”に着目した場合、いずれの橋梁においても「3.15～5Hz 帯」付近で参照値を超過する音圧が発生しており、伸縮装置前後の路面凹凸が平坦な A 橋（「第 4 章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討」参照）以外では、「10～20Hz 帯」付近にも参照値を超過する音圧が発生していることがわかる。ここで、前者の周波数帯は、一般に橋梁の鉛直 1 次モードと言われる支間の中央がピークとなる鉛直振動であり、また、後者の周波数帯は一般に鉛直 2 次モードと言われる高次の鉛直振動である。また、既往の大型車両に対する調査分析結果<sup>6)</sup>より、前者の周波数帯は車両のばね上振動により励起される振動であり、後者の周波数帯は車両のばね下振動により励起される振動である。

また、“心身に係る苦情”に着目した場合は、おおよそ「20Hz 帯」程度以上で参照値を超過する傾向があることがわかる。



(a) 物的苦情発生の可能性の判断



(b) 心身に係る苦情発生の可能性の判断

図-1.1.4 橋梁近傍の低周波音の実態



## 1.2 低周波音対策の実態

### 1.2.1 対策構造の効果

高架橋の騒音・振動対策には、各種対策があり、土木学会鋼構造委員の「振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会報告書」<sup>7)</sup>では、対策方法を、交通対策、発振源対策、伝播経路対策、受振点対策に大分類したうえで、個別の対策について実施事例を示すとともに、騒音、振動、低周波音に対する対策効果の評価を行った例が示されている。ここでは、上記報告書による対策効果の評価の一例を示すとともに、低周波音対策に着目し、上記報告書における実施事例に、その他の文献に基づく研究事例を合わせて整理した。

表-1.2.1は、同報告書の対策効果の評価の一例である。低周波音対策に対しては、路面対策である切削オーバーレイやノージョイント、上部構造対策である床版増厚、減衰付加が有効とされている。ただし、対策対象とする周波数や橋梁の構造形式の違いに着目した整理はされていない。

表-1.2.1 対策方法の評価の一例

		記号		効果						
		○	△	□						
		低減効果	効果が期待できる	効果が限定的						
					効果が期待できない					
		対策工法			効果					
対策区分	対策項目	対策工		振動	騒音	空気振動				
I	発生源対策	路面対策	1	路面部分補修（薄層舗装等）	△	△	△			
			2	切削オーバーレイ	○	○	○			
			3	ノージョイント化（埋設ジョイント）	○	○	○			
			4	低騒音舗装	△	○	△			
	発生源対策	上部構造	構造変更	1	床版連結	△	△	△		
				2	主桁連結	△	△	△		
				3	延長床版	△	△	△		
				4	主桁補強（鈑桁の箱桁化、断面増）	△	△	△		
			5	弾性支承化	△	△	△			
			7	床版増厚	○	○	○			
			8	端横桁RC巻立て	△	○	△			
			発生源対策	上部構造	減衰付加	9	動吸振器（TMD, MMD）	△～○	△	△～○
10	高減衰ゴム	○				△	○			
11	桁端ダンパー	○				△	○			
12	アクティブコントロール	△				△	△			
発生源対策	下部構造 基礎構造	質量増加	1	橋脚断面増	△	△	△			
		剛性増加	2	増杭・増フーチング	△	△	△			
II	伝播経路上対策	地盤	質量・剛性増	1	地盤改良	○	□	□		
				2	地中防振壁・防振溝	△	□	□		
		伝播経路上対策	距離減衰	3	緩衝地帯の設置	○	○	○		
				4	遮音壁・裏面吸音板	□	○	△		
				5	アクティブノイズコントロール	△	△	△		
III	受振点対策	建物	剛性増加	1	筋交い、耐震壁補強、床組補強	△	□	□		
				2	動吸振器（TMD, MMD）	△	□	□		
			受振点対策	建物	減衰付加	3	がたつき防止器具の設置	□	□	△
						4	防音壁、防音サッシ	□	○	△

（土木学会鋼構造委員会の「振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会報告書」<sup>7)</sup>の一覧表より抜粋）

表-1.2.2は、既往の研究<sup>8)~15)</sup>で実施または解析検討された対策方法の効果を整理したものである。一般に鉛直1次モードと呼ばれる周波数帯（鋼鈹桁では3.15~5Hz帯）と、鉛直2次モードと呼ばれる周波数帯（鋼鈹桁では10~20Hz帯）に分けて対策効果の整理を行った。また、対策方法は、対策が比較的实施し易くまた、効果的と考えた発振源対策の中の路面对策と上部構造対策に着目した。

これより、路面对策については、波長の大きな路面凹凸の対策は、鉛直1次モードの振動に効果があり、伸縮装置の段差の解消は鉛直2次モードの振動に効果が発揮される結果が得られている。ただし、路面凹凸の大きさや波長、波数等との定量的な検討は行われてない。また、桁端部のRC巻立てについては、高い周波数と桁端部の狭い範囲で効果が期待されることが確認されているが、鉛直1次モードならびに、鉛直2次モード対策としての効果の有無は明確でない。また、床版剛性付加については効果が発揮される周波数が構造形式により異なる結果となっている。さらに、桁剛性付加に関しては情報がなく、同調質量ダンパー（TMD）<sup>13)</sup>、運動量交換型衝撃吸収ダンパー（IMD）<sup>14)</sup>は、それぞれ、鉛直1次モードおよび鉛直2次モードに対してのみ効果が確認されており、減衰機能付き中間支柱<sup>13)</sup>は幅の広い周波数に対して効果が確認されている。

ただし、筆者の知る限り、鋼鈹桁橋の低周波音対策として複数の実施事例があるのは、TMDによる鉛直1次モード対策と、路面对策（舗装打替え、ノージョイント化、伸縮装置の段差修繕）である。端横桁のRC巻立ては、複数の事例があるが、主に騒音対策として採用されている。また、床版剛性付加は、騒音対策として桁端部に部分的に実施された事例<sup>13)</sup>しか知らない。また、減衰機能付き中間支柱は、鉛直1次モード対策として1例、IMDは鉛直2次モード対策として試験施工が実施されたまでであり、IMDに関しては、定数設定と対策効果の関係の明確化が課題となっている。

このため、個別の対策に関しては表-1.2.3の検討課題があり、特に鉛直2次モード対策においては、路面对策が実施できない場合の上部構造対策が課題となる。また既往の研究は、個別の橋梁に対する個別の対策効果を検討しているため、他の対策との効果の違いや、橋梁の構造形式が異なる場合の効果の違いが検討課題となる。

表-1.2.2 対策方法の検討事例のとりまとめ

対策方法	鉛直1次モード	鉛直2次モード	高次モード・その他
路面対策	波長の大きな凹凸があると「3.15～5Hz帯」のピーク周波数帯の応答に影響を及ぼす(解析) <sup>8)</sup>	伸縮装置の段差を解消すると「10～20Hz帯」の橋梁振動が低減する(計測・解析) <sup>9)</sup>	—
端横桁のRC巻立て	不明	不明	従来の構造の桁端部の振動加速度の低減効果が高い(計測) <sup>10)</sup> 従来の構造の桁端部の40H以上の音圧が低減する(解析) <sup>11)</sup> 合理化構造の床版端部の10Hz以上の加速度が低減する(解析) <sup>12)</sup>
床版剛性付加	従来構造は支間部からの低周波音に効果あり(解析) <sup>13)</sup>	合理化構造は10～20Hz帯の低周波音に効果があったが、高い周波数帯では増加した(計測) <sup>14)</sup>	—
桁剛性付加	不明	不明	—
TMD	「3.15～5Hz帯」で効果あり(計測) <sup>14)</sup>	不明	—
IMD	対策対象外	接触部の遊間、ダンパーの減衰係数により効果が異なる(計測) <sup>15)</sup>	—
減衰機能付き中間支柱	設置位置にピークのある幅広い周波数帯に対して効果(計測) <sup>14)</sup>		—

表-1.2.3 対策方法の個別検討課題

対策方法	鉛直1次モード	鉛直2次モード
路面対策	路面凹凸の大きさ・周波数と対策効果の関係	伸縮装置前後の路面凹凸の大きさ・周波数・波数と対策効果の関係
端横桁のRC巻立て	対策効果(大きさと範囲) *合理化構造に標準的に設けるRC巻立ての効果を含む	
床版剛性付加	床版剛性と対策効果の関係	
桁剛性付加	縦桁・横桁剛性と対策効果の関係 *従来の構造の多くに配置されている縦桁補強の効果を含む	
TMD	特になし	2次モード用の効果 設置径間数の影響
IMD	対策対象外	定数設定と対策効果の関係
減衰機能付き中間支柱	配置と対策効果の関係	

### 1.2.2 対策効果の予測手法

高架橋周辺における低周波音の予測手法としては、事業評価の際の環境アセスメントで用いられる定式化した簡易式<sup>16)</sup>が提案されているが、同手法は、これまでの実測データをもとにした予測式であり、すべての橋梁形式に対応できておらず、対策効果の予測はできない。そこで、対策効果の予測には、振動解析を用いた予測手法が用いられる。高架橋からの低周波音は、車両走行に伴い発生することから、多くの場合、解析上で車両走行による数値シミュレーションを行うことによって橋梁振動の予測が行われている。また、低周波音の予測は、橋梁振動と低周波音の相関より推定する方法と、橋梁振動を発音源として受音点での音圧の予測を行う方法がある。

土木学会鋼構造委員の「振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会報告書」<sup>17)</sup>では、高架橋の振動が低周波音に及ぼす影響に加え、地盤振動に及ぼす影響も含めた手順として図-1.2.1の手順を示している。

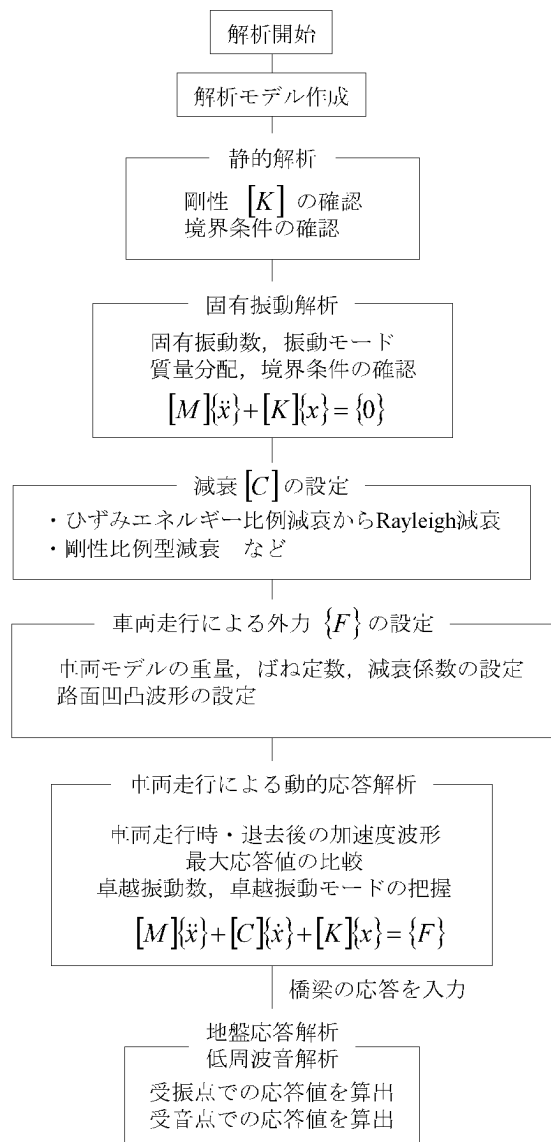


図-1.2.1 環境振動予測の解析手順<sup>17)</sup>

同報告書によれば、初めに、対象橋梁の解析モデルを作成し、静的な荷重－変形特性と動的な固有振動特性を確認のうえ、減衰特性の設定を行う。次に、同モデルを用いて車両走行解析を行う。最後に、車両走行解析で得られた橋梁の応答を用いて低周波音または、地盤振動の算定を行う手順となる。

ここで、車両走行解析<sup>18)</sup>は、橋梁モデル上で車両モデルを移動させることで橋梁と車両の動的相互作用を考慮する解析手法であり、橋梁の路面凹凸の上を移動する車輪のばねの下端と橋面の振動を同一として橋梁と車両の運動方程式を連立させて解くものである。

説明の簡略化のため、車両の前輪と後輪を合わせて1軸とした、2自由度系モデル（図-1.2.2）を用いる場合について以下に示す。

車両が走行する場合の橋梁の運動方程式は次式で表される。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{f\} \quad (1.2.1)$$

ここに、

$[M]$	: 橋梁の質量マトリックス
$[C]$	: 橋梁の減衰マトリックス
$[K]$	: 橋梁の質量剛性マトリックス
$\{y\}$	: 節点変位ベクトル
$\{f\}$	: 節点外力ベクトル
・	: 時間に関する1階微分

1軸2自由度系モデルの運動方程式は次式で表される。

$$m_S \ddot{z}_S + c_S (\dot{z}_S - \dot{z}_T) + k_S (z_S - z_T) = 0 \quad (1.2.2 a)$$

$$m_T \ddot{z}_T + c_T (\dot{z}_T - \dot{z}_C - \dot{r}) - c_S (\dot{z}_S - \dot{z}_T) + k_T (z_T - z_C - r) - k_S (z_S - z_T) = 0 \quad (1.2.2 b)$$

ここに、

$m_S$	: 車体部における質量
$c_S$	: 車体部における粘性減衰係数
$k_S$	: 車体部におけるばね定数
$m_T$	: タイヤ部における質量
$c_T$	: タイヤ部における粘性減衰係数
$k_T$	: 車体部におけるばね定数
$z_S$	: 車両の車体部（ばね上部）の鉛直方向変位
$z_T$	: 車両のタイヤ部（ばね下部）の鉛直方向変位
$z_C$	: 車両載荷位置における橋梁の鉛直方向変位

$r$  : 路面凹凸における鉛直プロファイル  
 $g$  : 重力加速度

したがって、走行車両が橋梁に及ぼす外力  $P$  は次式で表される.

$$\begin{aligned}
 P &= -(m_S \ddot{z}_S + m_T \ddot{z}_T) + (m_S + m_T)g \\
 &= k_T(z_T - z_C - r) + c_T(\dot{z}_T - \dot{z}_C - \dot{r}) + (m_S + m_T)g
 \end{aligned}
 \tag{1.2.3}$$

車両走行解析では、これらの橋梁系運動方程式と車両モデルの運動方程式を連成させて解くことになる. この計算には汎用計算プログラムを組み合わせる手法<sup>19)</sup>も提案されているが、一般に専用プログラムが必要となる. また、解析精度の向上を目的として、車両のローリング挙動と左右の車輪位置が通過する路面凹凸の相違を考慮するため車両を立体モデルとする手法<sup>17)</sup>や、路面凹凸の適正化のため、路面凹凸の計測誤差を排除する工夫<sup>20)</sup>も提案されている.

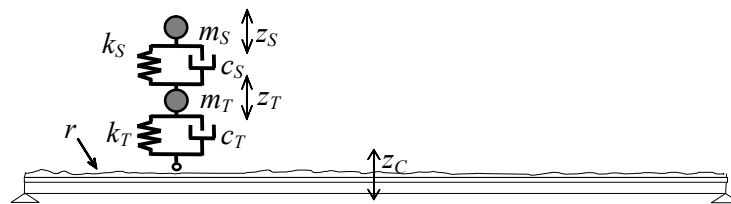


図-1.2.2 1軸2自由度系モデル

低周波音を解析的に予測する解析手法については、土木学会鋼構造委員の「振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会報告書」<sup>17)</sup>によると、大きく幾何音響学に基づく手法と、波動論に基づく手法の二つに分類されるとしている. 幾何学的手法は、主に室内音響解析で用いられる方法で、特定の音源の境界面における反射を繰り返し計算によって求めることにより音線経路を求める手法であり、計算量が少ないのが特徴である. ただし、波動性の取扱が困難で、周辺構造物の音の回折現象は近似的に取り扱わざるを得なく、また、反射面の寸法に比較し低周波音のような波長が長い場合は誤差が大きくなるなど、精度の面で問題があるとしている. 一方、波動論に基づく手法については、空間内の音場を表す支配方程式を与えられる境界条件の下で、音場の解析範囲や境界形状、目標とする精度を総合的に勘案し、適切な数値解析手法により状態量を解く方法であることが記されている. 通常音場波動解析で用いられている数値解析手法は、①差分法 (Finite-Difference Method: FDM)、②有限要素法 (Finite Element Method: FEM)、③境界要素法 (Boundary Element Method: BEM) があるが、解析精度と解析容量の面で境界要素法が優れているとしている.

以上のとおり、対策効果の予測手法は、車両走行による橋梁の振動加速度の予測と、橋梁振動による低周波音の予測により構成される. このうち橋梁の振動加速度の予測は、予測解析において、橋梁上を走行する車両の応答を予測する必要があることが特徴である. このため、解析モデ

---

ルとしては、橋梁モデルに加え、車両モデル、車両が走行する位置の路面凹凸が必要となり、モデル化が煩雑な上に、モデル化の誤差等により精度の高い解析を実施するのが難しいという課題がある。また、一般に専用プログラムが必要となることも課題である。

また、低周波音の予測には、前述のとおり、橋梁振動と低周波音の相関より推定する方法と、橋梁振動を発音源として受音点での音圧を予測する方法がある。このうち、橋梁振動と低周波音の相関に関しては一般に有意な相関が確認されている。また、橋梁振動を発音源として受音点での音圧の予測する解析は特殊なプログラムが必要である。このことから、実務設計では橋梁振動と低周波音の相関より推定する方法が一般に用いられているのが実態である。

## 1.3 研究の目的と範囲

### 1.3.1 研究の目的

高架道路からの交通振動の苦情の内容には、騒音、振動、低周波音がある。このうち、低周波音による“物的苦情”に対しては、わが国では、同調質量ダンパー (TMD)<sup>14), 21)</sup>や緩衝機能付き中間支柱<sup>14)</sup>の設置等の対策が行われている。ただし、これらはいずれも鉛直1次モード(1/3オクターブバンド周波数で3.15~5Hz帯に相当)に着目した対策である。しかし、低周波音の苦情には、鉛直2次モードの高次振動(10~20Hz帯)が影響する事例があり、これらについては運動量交換型衝撃吸収ダンパー (IMD)<sup>15)</sup>の研究や床版下面増厚<sup>14)</sup>の実施例等があるが、対策事例は非常に少ない。また、海外に目を向けた場合、対策構造となりうる制振装置や伸縮装置に係る研究<sup>22), 23)</sup>はあるものの、高架道路からの低周波音苦情に係る研究は、筆者が調査した範囲ではない。一方、近年開通した新東名高速道路の合理化橋梁では、床版の鉛直方向や主桁ウェブの水平方向へのはらみ出しのような面外振動の影響と考えられる構成部材の少ない構造特有の橋梁振動が報告されている<sup>24)</sup>。

そこで、本研究では鉛直1次モードに加え、床版の面外の振動を含む鉛直2次モードの振動の影響に着目して、「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」、「苦情原因に応じた対策構造」、「新設橋梁の設計における配慮」の3点を明らかにすることを目的に研究を実施した。加えて、対策効果の予測に用いる「橋梁の振動加速度の予測方法の簡略化」を研究目的とした。

### 1.3.2 研究の範囲

橋梁から発生する低周波音の実態調査としては、全国の道路橋80箇所周辺におけるデータを分析した研究<sup>25)</sup>があり、コンクリート橋に比べ、鋼橋の音圧レベルがやや大きいものとされている。このため、本研究では鋼橋のうち、数量の多い鉸桁形式を対象とした。また、多主桁の従来の構造と少数主桁の合理化構造では、振動モード形状に違いがあることから、両構造に着目した。

低周波音に対する苦情としては、20Hz程度以下の周波数で発生するとされる“物的苦情”と、20Hz程度以上の周波数で発生するとされる“心身に係る苦情”があるが、本研究では“物的苦情”に着目した。

低周波音対策の検討では、後述の計測記録を用いた分析より苦情原因となる橋梁振動の振動加速度と低周波音に相関関係が確認されたことから、苦情原因となる橋梁振動の加速度に着目した。また、橋梁の振動加速度の算定には、橋梁の3次元FEMモデルを用いた車両走行解析を用いた。

対策方法は、比較的实施し易くまた、効果的と考えた発振源対策の中の路面对策と上部構造対策に着目した。



### 1.3.3 研究の手順

#### (1) 低周波音に関わる苦情と発生部位に関する研究

「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」に関する研究では、従来の構造と合理化構造の各2橋梁（合計4橋梁）を対象とし、加速度と低周波音圧の計測記録の分析と、橋梁の解析モデルを用いた数値解析を併用して低周波音の発生部位とその要因を分析した。

計測記録の分析では、初めに、橋梁近傍の測定点での低周波音の周波数毎の音圧レベルより苦情の原因となる可能性の高い発生音の周波数を明らかにした。次に、橋梁の振動加速度の計測値より苦情原因となる周波数における橋梁の振動モード形状を分析することで、苦情原因となる橋梁振動の発生部位を明らかにした。さらに、苦情原因となる橋梁振動の振動加速度と橋梁近傍の測定点の低周波音の相関関係を確認した。

解析モデルを用いた数値解析では、3次元FEMモデルを用いた。解析モデルの妥当性を計測結果との対比で確認した後に、低周波音との相関関係が確認された橋梁の振動加速度に着目し、苦情原因となる周波数の橋梁全体における振動モード形状を明らかにした。

#### (2) 苦情原因に応じた対策構造に関する研究

「苦情原因に応じた対策構造」に関する研究では、伸縮装置前後の路面凹凸の形状や分布が「10～20Hz帯」の橋梁振動と低周波音に及ぼす影響に着目した研究と、これに上部構造対策を含めた各種対策方法の対策効果に着目した研究を実施した。

前者の研究では、初めに、鋼钣桁を中心とした7橋に対する伸縮装置前後の路面凹凸、伸縮装置通過直後の車両振動、橋梁振動ならびに低周波音の計測記録の分析を行った。これにより、伸縮装置前後の凹凸により車両振動が励起され、これにより橋梁振動と低周波音が励起される状況を把握した。さらに、伸縮装置前後の路面凹凸の影響が継続する時間とその大きさ評価した。加えて、路面凹凸の計測記録と現地写真・図面等より路面凹凸の特徴を整理した。次に、橋梁モデルを用いた車両走行解析により伸縮装置前後を含む路面凹凸の特性と、橋梁振動との因果関係を明らかにし、伸縮装置前後の路面状態の設計・施工、維持管理に対する提案を行った。

上部構造対策を含めた各種対策方法の対策効果に着目した研究では、「10～20Hz帯」の低周波音の対策方法に着目し、外力となる車両振動の抑制と、上部構造の剛性付加、減衰付加を対策方法として選定した。対策効果の評価は、対策の規模をパラメータとした数値解析により行い、対策効果の発現要因と、対策方法としての適用性に関する考察を行った。

#### (3) 新設橋梁の設計における配慮に関する研究

「新設橋梁の設計における配慮」に関する研究では、「苦情原因に応じた対策構造の研究」の成果より効果的な対策構造を整理するとともに、配慮すべき事項を整理した。また、現行の既設橋梁と新設橋梁における対策設計方法の課題を整理したうえで、既設橋梁と新設橋梁の対策設計方法について設計手順と解析方法、設計項目等を提案した。

#### (4) 橋梁の振動加速度の予測方法の簡略化に関する研究

「橋梁の振動加速度の予測方法の簡略化」に関する研究では、一般に用いられる、橋梁の路面上を車両が走行する際の動的相互作用を考慮する車両走行解析<sup>16)</sup>（以降、「動的相互作用解析」と

呼ぶ)の簡略化手法を提案し、その適用性を示した。同手法は、既設橋梁の対策方法の検討用であり、試験車両が橋梁上を通過した際の車軸の振動加速度より橋梁に作用する疑似的な外力を推定し、これを移動荷重として時刻歴で橋梁モデルに入力する解析方法(以降、「疑似応答解析」と呼ぶ)である。同解析方法は、「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」、「苦情原因に応じた対策構造の研究」で適宜使用した。

---

## 1.4 論文の全体構成と各章の内容

本論文は全7章で構成されており、各章の概要は以下の通りである。

第1章では、低周波音苦情の実態を概観して、高架橋の低位周波音対策に関する既往の研究について概要を述べ、検討すべき課題と本研究の位置づけを明らかにするとともに、本論文の目的、全体構成、各章の内容について示した。

第2章では、橋梁の低周波音対策等の効果推定に用いる車両走行解析において、詳細な動的相互作用を考慮した解析の代わりに、試験車両の車軸の振動加速度より疑似的な外力を作成し、これを入力とする疑似応答解析手法を提案した。従来の構造と合理化構造の鈹桁橋に対して両解析手法を適用し、提案手法の妥当性を検証した。その結果、疑似応答解析は、車両が路面と、橋梁が車両と共振し“物的苦情”の発生する「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」のピーク周波数帯において動的相互作用解析と同等のスペクトル形状と波形形状を持つ加速度応答を算定できることを確認した。これにより、提案した疑似応答解析は、苦情対策の検討において動的相互作用解析と同等の効果をより簡便に評価できることから、対策効果の推定において実用的であるといえた。

第3章では、従来の構造と合理化構造の鋼鈹桁橋において、合計4橋梁の振動・低周波音の計測記録より低周波音苦情の発生部位を分析した。その結果、“物的苦情”の原因となる低周波音の周波数は、何れの橋梁においても「3.15～5Hz帯」に加え、「10～20Hz帯」に存在することを明らかにした。加えて、低周波音と橋梁振動に有意な相関があることから、橋梁振動が低周波音の発生源である可能性が高いことを示した。また、「3.15～5Hz帯」の振動・低周波音は、車両が橋梁の支間上を通過する間継続的に大きいが、「10～20Hz帯」は、車両が伸縮装置を通過した直後が特に大きく、路面凹凸の形状や分布に起因することを予想することができた。さらに、計測記録を数値解析により補完することで、「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁振動のモード形状を特定することができた。

第4章では、これまで計測データや数値解析を用いた検討事例の無い、伸縮装置前後の路面凹凸の波長や分布等の特性と試験車両および橋梁の卓越周波数との関係に着目し、計測記録の分析と数値解析を併用して検討した。その結果、伸縮装置前後の路面凹凸によって、試験車両のばね下の振動が励起され、これにより橋梁の振動が励起されるメカニズムを把握するとともに、橋梁振動の継続時間と、その時の加速度・音圧の大きさを定量的に示すことができた。また、伸縮装置前後の後打ちコンクリートとアスファルト舗装およびその上の段差修正対策による凹凸が車両のばね下と橋梁の卓越周波数帯である「10～20Hz帯」の波長に一致する可能性が高いことを示した。さらに、路面凹凸をパラメータとした数値解析の結果より、車両振動の大きさと路面凹凸の段差の大きさ、波数、周波数（波長）等との関係を明らかにし、路面凹凸の制御対策の効果を振動加速度レベルで評価することができた。

第5章では、「10～20Hz帯」の低周波音の発生源となる橋梁振動の対策方法について、「10～20Hz帯」の振動のピーク位置の振動加速度の抑制効果に着目して対策効果の推定を行った。対策方法としては、路面対策として伸縮装置前後の路面凹凸、上部構造対策として剛性付加（端横桁のRC巻立て、床版の剛性付加、横桁剛性付加、縦桁剛性付加）、制振対策（TMD、IMD、中間支柱）

を選定した。従来の構造と合理化構造に対して対策方法の規模をパラメータとして数値解析を実施した結果、橋梁の構造形式と効果が期待される対策方法の関係とその要因を示すことができた。加えて、対策効果を振動加速度レベルで評価することができた。

第6章では、第4章、第5章の検討結果を踏まえ、鋼鈹桁橋の構造形式の別（従来の構造、合理化構造）と、各種対策構造の対策効果の評価結果を整理した。また、現行の既設と新設の対策設計方法の実態を整理した。さらにこれらの結果を踏まえ、既設に加え、新設橋梁に対する事前の対策設計方法の提案を行った。

第7章は結論であり、本研究で得られた知見をまとめるとともに、将来への展望、今後の課題について、総括的に論じた。

---

## 第2章 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証

### 2.1 目的と背景

高架道路からの交通振動に対する苦情には、騒音、振動、低周波音がある。これらは主に、走行車両の振動により橋梁振動が励起されて発生するものである。このうち、低周波音に関しては、一般に橋梁の主桁の鉛直振動に起因するものと考えられている。また、近年開通した新東名高速道路の合理化橋梁からは、床版や桁の面外振動の影響と考えられる構成部材の少ない構造特有の橋梁振動が報告されている<sup>24)</sup>。このため、低周波音の発生予測や対策構造の検討においては、上部構造の鉛直振動の特徴を適切に推定することが重要となる。

車両が橋梁上を走行する際の橋梁振動を推定するためには、橋梁の路面上を車両が走行する際の動的相互作用を考慮する車両走行解析<sup>18)</sup>（以降、「動的相互作用解析」と呼ぶ）が一般に用いられている。この解析では、橋梁上を移動する車両と橋梁との動的相互作用を考慮できる専用プログラムが必要となる。また、橋梁の路面凹凸や、車両モデルを適切に設定する必要があること、車輪が路面から浮き上る現象の再現は困難なことから、一般に、より細密なモデル化が必要となる高い周波数においては、解析の精度低下が生じているのが実態であろう。一方、実務設計での活用の観点に立つと、車両走行解析の用途は、低周波音対策等の効果の検証であることから、解析手法は、苦情原因となる周波数帯の応答の再現が可能であれば良く、解析手法の簡略化が望まれている。さらに、交通振動対策には、複雑な非線形挙動を伴う運動量交換型衝撃吸収ダンパー（IMD）対策<sup>15)</sup>があり、材料特性等が豊富な汎用プログラムを用いた検討も望まれている。

そこで、本研究では、車両振動の実測値を用いて車両から橋梁に作用する外力を設定することで、苦情原因となる周波数帯の外力の作用を概ね再現し、解析プログラムには、汎用プログラムが利用できる比較的取り扱いが容易な解析方法（図-2.1.1）を提案し、その適用性を検討した。この解析方法は、既設橋梁の対策方法の検討用であり、試験車両が橋梁上を通過した際の車軸の振動加速度より橋梁に作用する疑似的な外力を推定し、これを移動荷重として時刻歴で橋梁モデルに入力する解析方法（以降、「疑似応答解析」と呼ぶ）である。

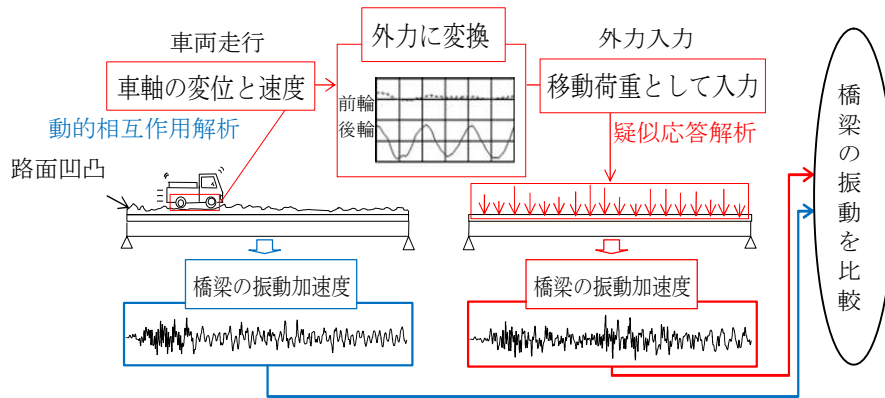


図-2.1.1 提案する解析方法と本検討での適用性の検討手順

## 2.2 動的相互作用を考慮した車両走行解析

橋梁モデル上で車両モデルを移動させることで橋梁と車両の動的相互作用を考慮する車両走行解析<sup>17)</sup>は、「1.2.2 対策効果の予測手法」で記したとおり、図-2.2.1に示す橋梁の路面凹凸の上を移動する車輪のばねの下端と橋面の振動を同一として橋梁と車両の運動方程式を連立させて解くものである。

前掲のとおり、走行車両が橋梁に及ぼす外力  $P$  は次式で表される。

$$\begin{aligned}
 P &= -(m_s \ddot{z}_s + m_t \ddot{z}_t) + (m_s + m_t)g \\
 &= k_T(z_T - z_C - r) + c_T(\dot{z}_T - \dot{z}_C - \dot{r}) + (m_s + m_t)g
 \end{aligned}
 \tag{2.2.1}$$

この計算には、一般に専用プログラムが必要となり、本研究に用いた専用プログラム (DYNA-VC: 伊藤忠テクノソリューション株式会社) では、橋梁系と車両系の運動方程式を個別に解き、車輪のばねの下端 ( $z_T$ ) と橋梁の鉛直方向変位 ( $z_C$ ) の相対誤差を収束計算することで、その連成振動を内部で求めている。

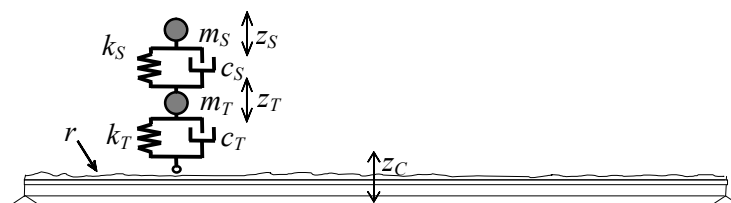


図-2.2.1 1軸2自由度系モデル

## 2.3 疑似応答解析による車両走行解析の提案

### 2.3.1 疑似応答解析による解析方法

実務設計における車両走行解析の使用目的は、主に低周波音対策や振動対策等の効果の検証である。このため、本研究では、解析手法について、苦情原因となる周波数帯における車両からの外力の作用を簡便にモデル化し、橋梁振動を概ね再現することができればその目的を達成し得ると考えた。そこで、車両振動の実測値から作成した疑似的な外力を作用させる、疑似応答解析を提案した。

ここで、走行車両が橋梁に及ぼす疑似的な外力  $P'$  を次式で定義する。

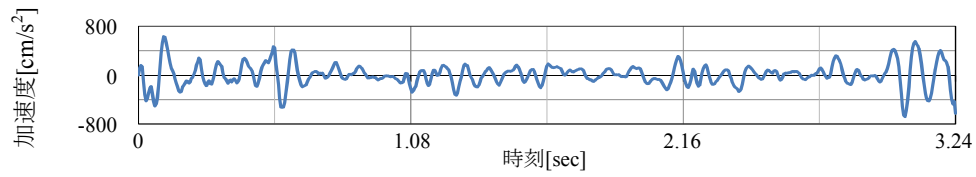
$$P' = k_T(z_{TR}) + c_T(\dot{z}_{TR}) + (m_S + m_T)g \quad (2.3.1)$$

ここに、

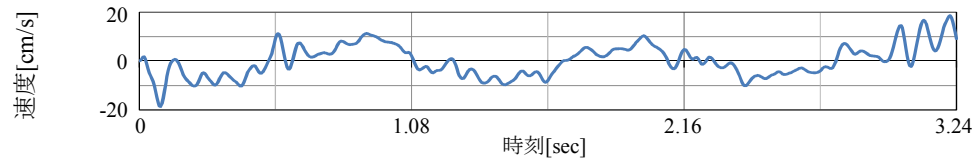
$z_{TR}$	: タイヤ（車軸）の鉛直方向加速度の実測値 $\ddot{z}_{TR}$ を積分して算定した鉛直方向変位
$\dot{z}_{TR}$	: タイヤ（車軸）の鉛直方向加速度の実測値 $\ddot{z}_{TR}$ を積分して算定した鉛直方向速度

それぞれにタイヤのばね値  $k_T$  と減衰係数  $c_T$  を掛け合わせた値を動的な成分とし、これに静的な成分である車両荷重を加算した荷重  $P'$  を疑似的な外力として作用させるものとする。

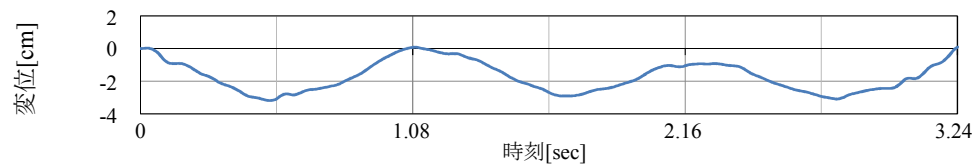
図-2.3.1 に、疑似的な外力の算定方法を示す。これは後述する、対象橋梁（A 橋）の数値計算例を示したものである。図-2.3.1 (a) は、本来は車軸に取り付けられた加速度センサの実測値から与えられる車軸の鉛直加速度  $\ddot{z}_{TR}$  を用いるが、本検討では、動的相互作用解析と考慮する外力成分が異なる影響のみを明確にするため、動的相互作用解析で算定した車軸の鉛直加速度  $\ddot{z}_T$  とした。これを、1 回積分することで車軸の鉛直速度  $\dot{z}_T$  (図-2.3.1 (b)) が求められ、2 回積分することで鉛直変位  $z_T$  (図-2.3.1 (c)) が求められる。さらに、これらの値に、タイヤの減衰係数  $c_S$ 、タイヤのばね値  $k_S$  を掛けることで、車両の復元力 (図-2.3.1 (d))、ばね反力 (図-2.3.1 (e)) が求められる。したがって、車両による外力の動的な成分は両者の和 (図-2.3.1 (f)) として求められ、これに静的な車両荷重を加算した値が疑似応答解析における入力荷重となる。図-2.3.1 (d), (e) より、車両による外力は、車両のばね反力の割合が大きいことがわかる。



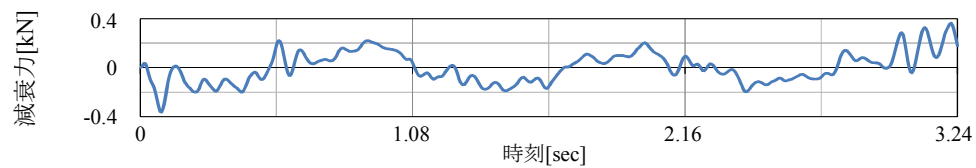
(a) 車軸の鉛直加速度 ( $\ddot{z}_T$ )



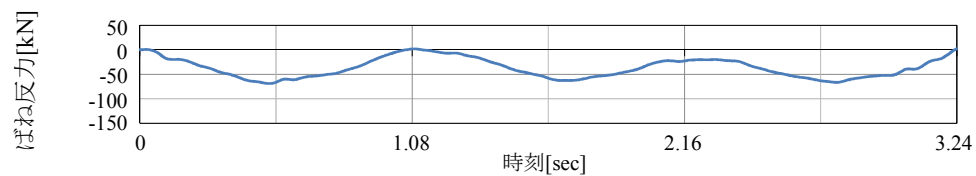
(b) 車軸の鉛直速度 ( $\dot{z}_T$ )



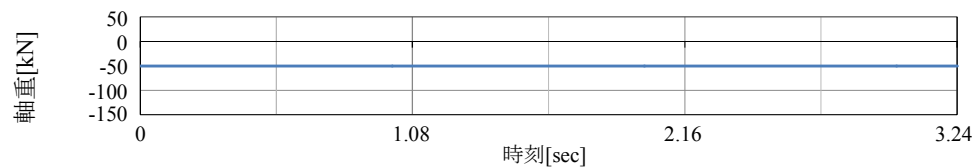
(c) 車軸の鉛直変位 ( $z_T$ )



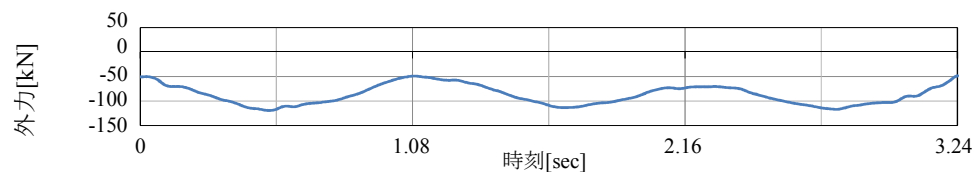
(d) 車軸の復元力 ( $c_T \times \dot{z}_T$ )



(e) 車軸のばね反力 ( $k_T \times z_T$ )



(f) 車両荷重 ( $(m_S + m_T) g$ )



(g) 車両による外力 (復元力+ばね反力+車両荷重)

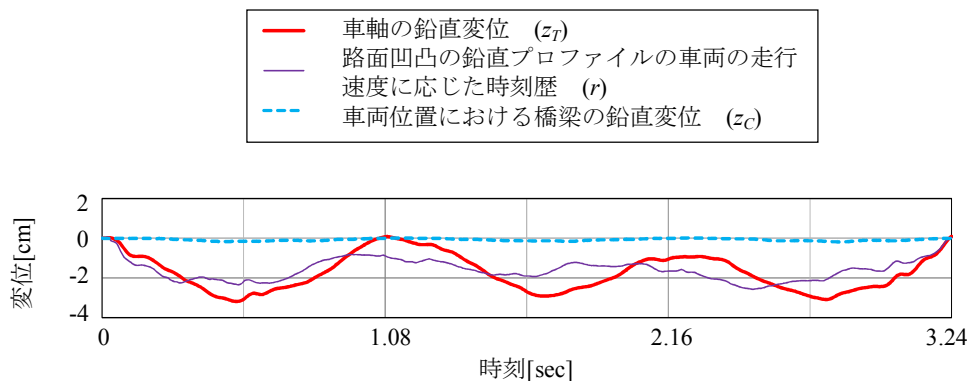
図-2.3.1 疑似的な外力の算定方法



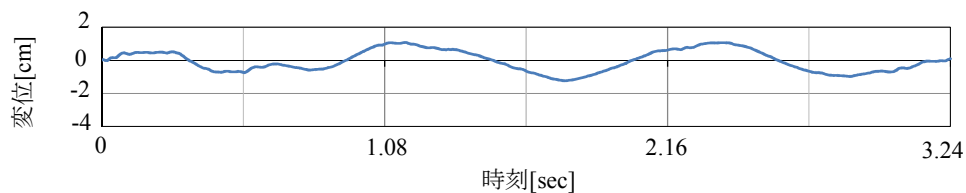
### 2.3.2 疑似応答解析の適用範囲

疑似応答解析は、図-2.1.1にその概念を示したように、前節で述べた車両による外力を移動荷重として橋梁上に作用させることで橋梁の応答解析を行うものである。

ここで、車両から橋梁に作用する荷重を算定する際の鉛直方向変位と鉛直方向速度は、正しくは  $z_T$ ,  $\dot{z}_T$  ではなく、動的相互作用解析の式 (2.2.1) に示すとおり、車軸と車軸位置の路面（路面凹凸の鉛直プロファイルと橋梁振動の和）の相対値となる。図-2.3.2に、外力の算定で考慮する鉛直変位を示す。図-2.3.2 (a) の路面凹凸の鉛直プロファイル  $r$  は、実測により与えられるが、車軸の鉛直変位  $z_T$ 、車両位置における橋梁の鉛直変位  $z_C$  は、動的相互作用解析の結果として得られる。したがって、動的相互作用解析において外力の算定に用いる鉛直変位は、図-2.3.2 (b) に示すように、それらの相対変位 ( $z_T - r - z_C$ ) で与えられる。これに対して、疑似応答解析において外力の算定に用いる鉛直変位は、図-2.3.2 (a) に示した車軸の鉛直変位 ( $z_T$ ) である。また、図-2.3.3に、外力の算定で考慮する鉛直速度を示す。図-2.3.2と同様な考え方であり、動的相互作用解析では、厳密に各部位の相対速度を考慮し、疑似応答解析では、車軸の鉛直速度を用いる。なお、疑似応答解析では、本来は車軸に取り付けられた加速度センサの実測値を積分した鉛直変位 ( $z_{TR}$ ) と鉛直速度 ( $\dot{z}_{TR}$ ) を用いる。このため、橋梁の路面凹凸上を車両が走行する応答解析が不要となり、車軸の応答加速度に解析誤差は含まれないこととなる。



(a) 動的相互作用解析の外力の算定で考慮する鉛直変位



(b) 動的相互作用解析で外力算定に用いる鉛直変位 ( $z_T - r - z_C$ )

図-2.3.2 外力の算定で考慮する鉛直変位

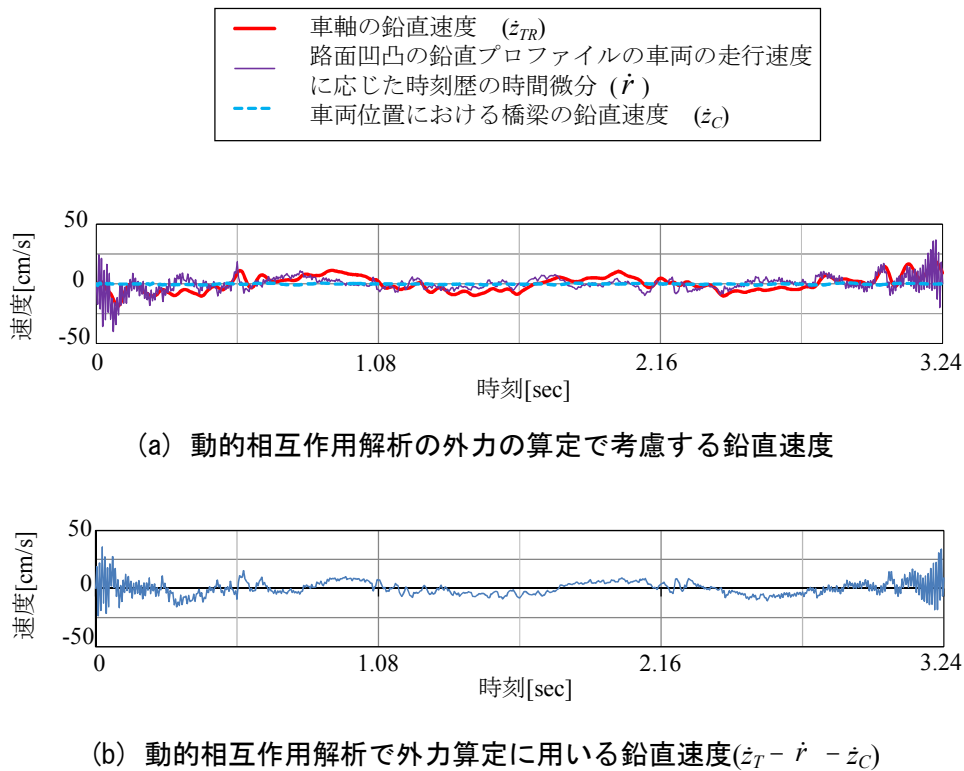


図-2.3.3 外力の算定で考慮する鉛直速度

ここで、疑似応答解析では、車軸の鉛直振動のみによって計算を行うため、相互作用が考慮されていない。このような仮定が成立する根拠について、車両（車軸）が路面（路面凹凸の鉛直プロフィールと橋梁振動の和）と共振する場合、あるいは、共振しない場合について変位を例にとり以下に考察する。なお、この内容については、速度に対しても同様に成立するものである。

図-2.3.4に、車軸の路面との共振の有無による入力の違いを示す。図-2.3.4(a)は、車軸( $z_T$ )が共振する場合である。苦情原因となる周波数帯においては、車両が路面と、橋梁が車両と共振し、両者の振幅が大きくなるとともに、車軸( $z_T$ )と路面( $r + z_C$ )との位相が $90^\circ$ ずれるため、車軸( $z_T$ )の鉛直変位は、車軸と路面の相対変位( $z_T - r - z_C$ )と同等となる。

一方、苦情原因とならない、車軸が路面と共振しない振動に着目する。図-2.3.4(b)は、車軸が共振せず、車軸位置の路面の周波数が車両の卓越周波数よりも低い場合である。車軸の鉛直変位( $z_T$ )は、車軸位置の路面の鉛直変位( $r + z_C$ )とほぼ同一となり、車軸と車軸位置の路面の相対変位( $z_T - r - z_C$ )はほぼゼロとなる。逆に、図-2.3.4(c)は、車軸が路面と共振せず、車軸位置の路面の周波数が車両の卓越周波数よりも高い場合である。車軸の鉛直変位( $z_T$ )は、車軸位置の路面の鉛直変位( $r + z_C$ )と同程度以下の逆位相となり、車軸と車軸位置の路面の相対変位( $z_T - r - z_C$ )は、車軸位置の路面の鉛直変位( $r + z_C$ )とおおよそ2倍以下の逆位相となる。

以上のことから、車両が路面と共振しない場合の疑似的な外力は、動的相互作用解析で考慮している本来作用する外力と異なるため注意が必要であるが、実務上は、一般に着目対象外の振動挙動となるため問題にならないと考えた。さらに、橋梁に対する低周波音対策や振動対策を施し

たことにより，橋梁の振動特性が異なれば，車軸の振動特性にも影響が及び車軸の振動は対策前の計測値とは異なるものとなるが，この影響は，TMD<sup>14), 21)</sup>や緩衝機能付き中間支柱<sup>14)</sup>等の橋梁の卓越周波数を大きく変動させない対策では問題とならないものと判断した．このため，疑似応答解析の適用範囲は，車軸が路面と共振し橋梁に車軸との共振が生じるおおよそ「3.15～5Hz 帯」と，「10～20Hz 帯」であり，中間橋脚の増設等の大規模な構造改変や路面改修を実施することで対策周波数帯の車両振動の振幅が対策目標値に対して有意に変化する場合を除き適用可能と考えた．

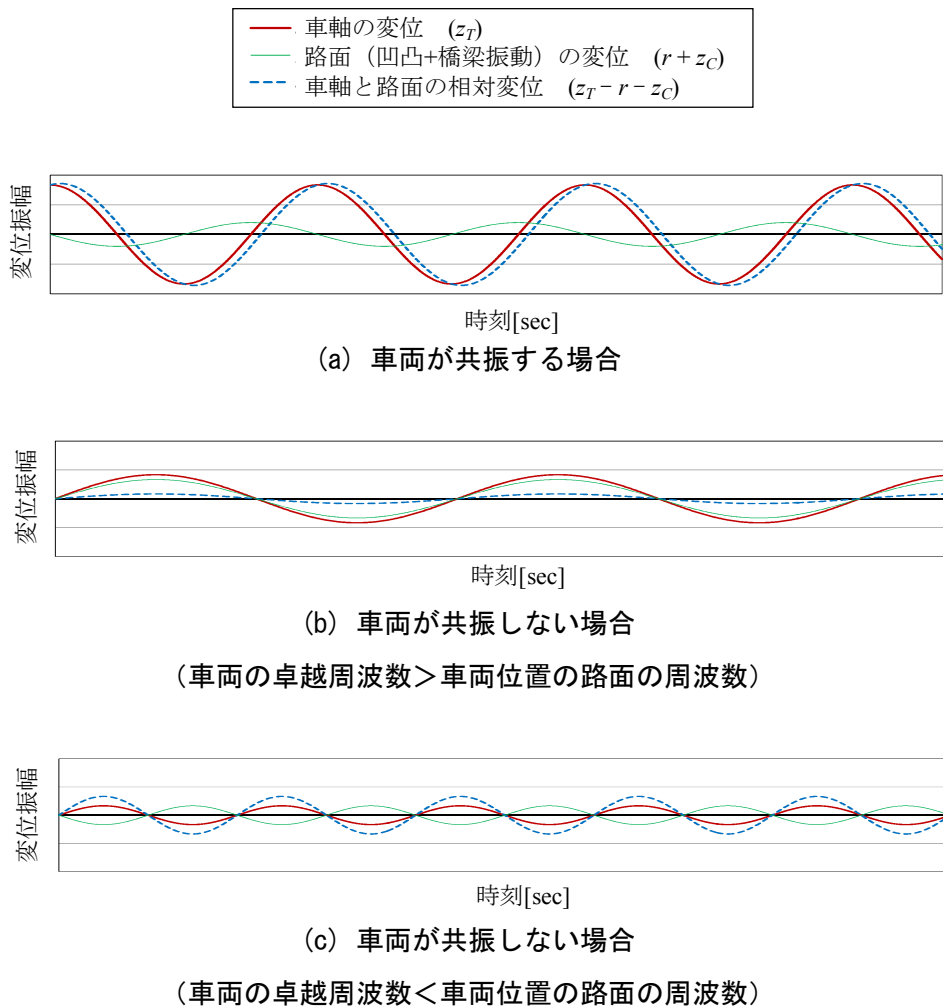


図-2.3.4 車両の共振の有無による入力動的成分の違い

## 2.4 試算による疑似応答解析の適用性検討

### 2.4.1 検討対象橋梁

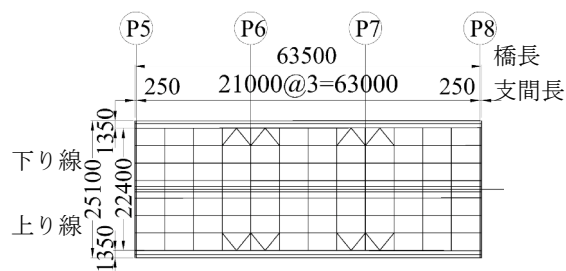
本研究では鋼鈹桁形式を検討対象とし、多主桁の従来の構造と少数主桁の合理化構造の両構造に着目した。表-2.4.1に分析対象橋梁の諸元を、図-2.4.1、図-2.4.2に一般図を示す。

表-2.4.1 分析対象橋梁

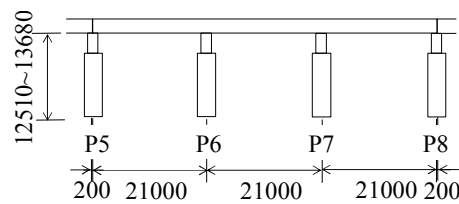
名称	橋梁形式	スパン	主桁間隔
A 橋 (従来)	鋼 3 径間連続鈹桁 (8 主桁)	21m×3 径間	3.2m×7 (+縦桁増設)
B 橋 (合理化)	鋼 10 径間連続鈹桁 (2 主桁)	34.25m+35m×8+34.25m	6.9m



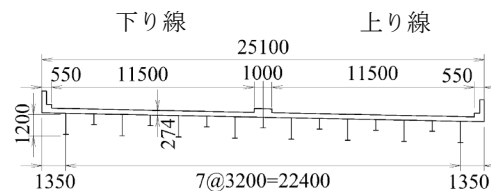
(a) 桁下写真



(b) 平面図



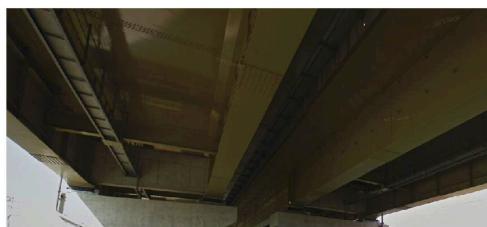
(c) 側面図



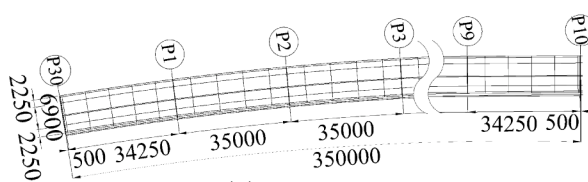
(d) 断面図

図-2.4.1 対象橋梁 (従来の構造)

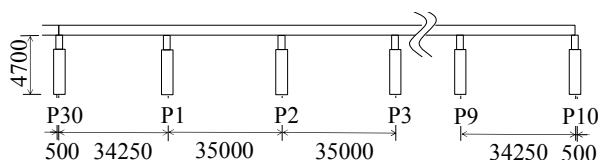
また、図-2.4.3 に分析対象橋梁近傍の観測点において計測した 24 時間の毎正時から 10 分間の計測波形の内、最大レベルの低周波音が計測されたデータを参照値と対比したものを示す。同データより、両橋梁とも、「3.15~5Hz 帯」と、「10~20Hz 帯」に参照値を超過するレベルのピークがあることがわかる。



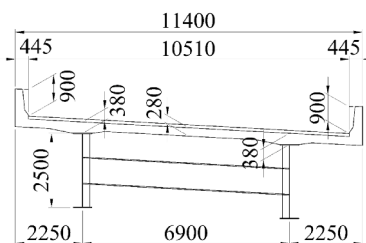
(a) 桁下写真



(b) 平面図



(c) 側面図



(d) 断面図

図-2.4.2 対象橋梁（合理化橋梁）

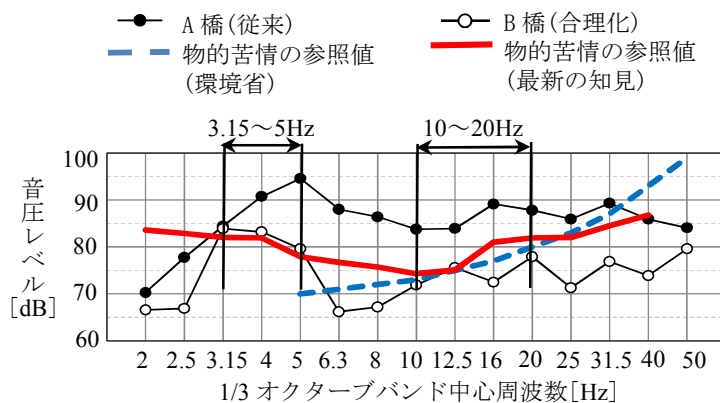


図-2.4.3 対象橋梁の低周波音特性

## 2.4.2 試算方法

疑似応答解析の適用性の検討は、動的相互作用解析と床版の応答加速度を比較することにより行った。また、試験車走行時の実測値と疑似応答解析の応答の比較も行った。さらに、解析モデルを用いた数値解析の用途は、対策効果の推定であることから、対策効果の推定値の比較も行い、疑似応答解析の実務設計への適用に関する考察を行った。

ここで、本研究で着目した周波数は、「1.3.2 研究の範囲」で記したとおり、建具のがたつきなどによる“物的苦情”の原因となる超低周波音のうち、鋼鈹桁橋において物的苦情が問題となる可能性の高い「3.15～5Hz帯」と、「10～20Hz帯」である。

## 2.4.3 橋梁のモデル化

### (1) A橋

A橋の橋梁モデルを図-2.4.4に示す。床版と桁、地覆・壁高欄はシェル要素、対傾構、下横構は梁要素、ゴム支承はばね要素でモデル化した。舗装は質量のみを考慮し、下部構造は、上部構造の振動特性の再現において影響が小さいと判断し、モデル化を省略した。モデルの分割は、橋軸方向に関しては、1径間当たり8分割、橋軸直角方向は全幅を18分割した。着目する周波数の上限値である20Hz程度までの振動モードは、橋軸方向に対しては1径間当たり1.0波長程度、橋軸直角方向に対しては0.5波長程度となることから、十分に密な分割である。

図-2.4.5に、周波数応答解析により算定した卓越周波数を示す。前掲の図-2.4.3の実測値より、「3.15～5Hz帯」と、「10～20Hz帯」のピーク周波数は、A橋の場合は、それぞれ5Hz帯および、16Hz帯が該当するが、図-2.4.5の周波数応答解析においてこのピーク周波数の再現ができていることがわかる。図-2.4.6に、それぞれの周波数帯の代表的なモード図を示す。5Hz帯（4.5～5.6Hz）は、主桁支間中央がピークとなる鉛直振動であり、16Hz帯（14.1～17.8Hz）は床版支間中央がピークとなる鉛直振動が主桁支間方向に複数個反転して現れる振動である。車両走行解析で用いる橋梁部材の減衰定数は、道路橋示方書の線形部材の値として鋼材は2%、床版コンクリートと支承は3%とした。なお、車両走行時の橋梁の減衰定数に関しては、深田らによるPC桁橋に対する実測データの分析<sup>20)</sup>があり、道路橋示方書の線形部材の1/2である1.5%程度の値が確認されていることから、本研究の値は幾分大き目の設定と推察される。

路面凹凸の実測値と、そのパワースペクトルを図-2.4.7、図-2.4.8に示す。図-2.4.8には、空間周波数を、車両の走行速度を70km/hとした場合に、車両に作用する振動に換算した周波数も示した。2Hz、5Hzにわずかな卓越が見られる。

なお、モデルの妥当性は、後述の車両走行解析と実測値との対比において、着目周波数帯に対する振幅と波形を比較し確認している。

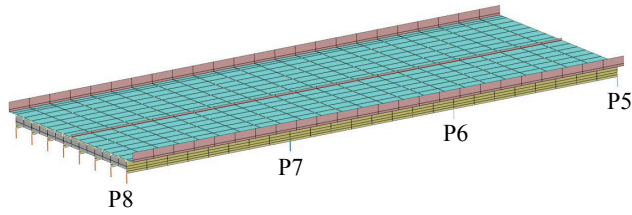
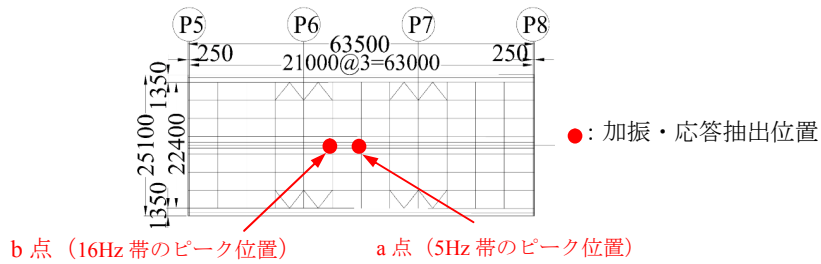
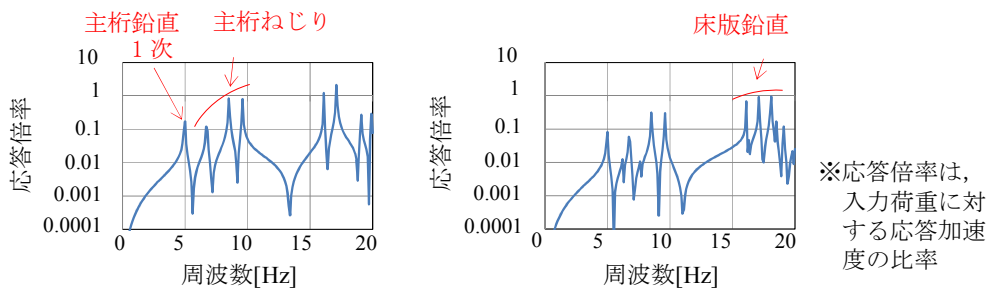


図-2.4.4 橋梁の解析モデル



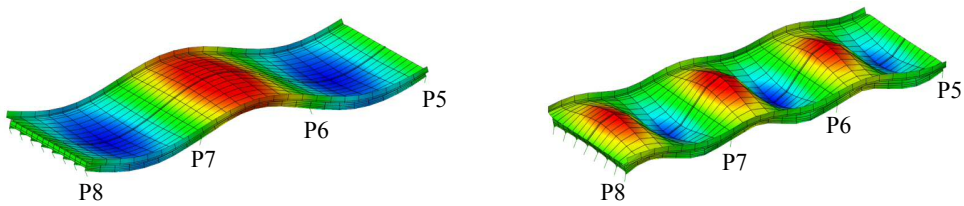
(a) 周波数応答解析の加振・応答抽出位置



(b) a 点の伝達関数

(c) b 点の伝達関数

図-2.4.5 周波数応答解析による卓越周波数



(a) 5Hz 帯 (4.3Hz)

(b) 16Hz 帯 (15.9Hz)

図-2.4.6 A 橋の固有振動モード

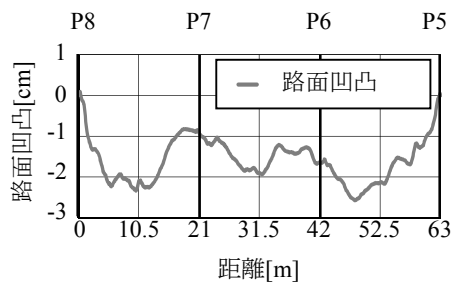


図-2.4.7 橋軸方向に分布する路面凹凸の波形



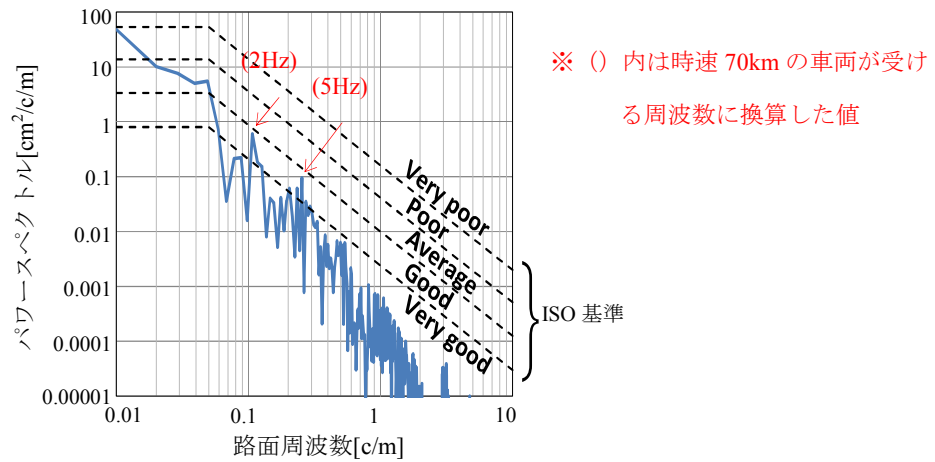


図-2.4.8 路面凹凸のパワースペクトル

(2) B橋

B橋の橋梁モデルを図-2.4.9に示す。モデル化の方法は、A橋と同様である。モデルの分割は、橋軸方向に関しては、1径間当たり8分割、橋軸直角方向は全幅を10分割した。着目する周波数の上限値である20Hz程度までの振動モードは、橋軸方向に対しては1径間当たり1.0波長程度、橋軸直角方向に対しては0.5波長程度となることから、十分に密な分割である。図-2.4.10に、周波数応答解析により算定した卓越周波数を示す。「3.15~5Hz帯」と、「10~20Hz帯」のピーク周波数は、前掲の図-2.4.3より、B橋の場合は、それぞれ3.15Hz帯(2.8~3.5Hz)、12.5Hz帯(11.2~14.1Hz)であるが、図-2.4.10の周波数応答解析においてこれが再現されていることがわかる。図-2.4.11に、3.15Hz帯、12.5Hz帯の代表的な振動モード図を示す。

A橋と同様に、前者は、主桁支間中央がピークとなる鉛直振動であり、後者は床版支間中央がピークとなる鉛直振動である。車両走行解析で用いる橋梁部材の減衰定数は、A橋と同一とした。

路面凹凸の実測値と、そのパワースペクトルを図-2.4.12、図-2.4.13に示す。図-2.4.13には、空間周波数を、車両の走行速度を80km/hとした場合に、車両に作用する振動に換算した周波数も示した。7Hz~10Hz付近に卓越が見られる。

なお、モデルの妥当性は、後述の車両走行解析と実測との対比において卓越周波数に対する応答の対比により確認している。

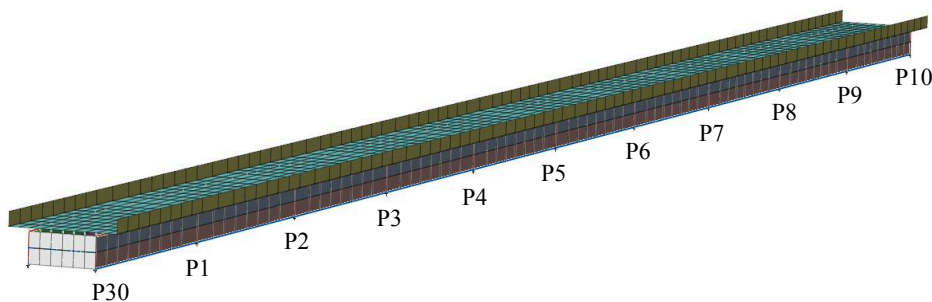
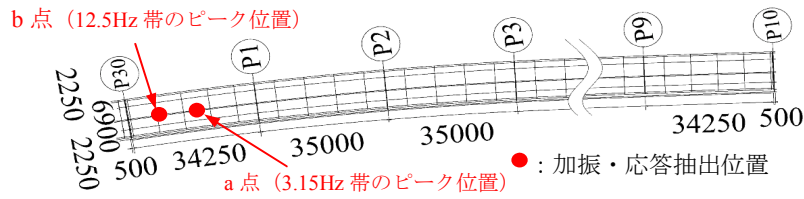
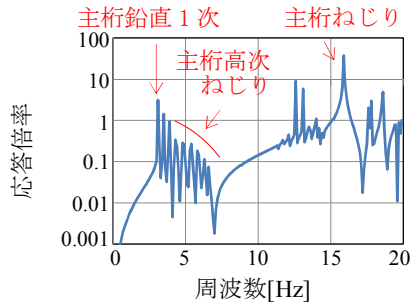


図-2.4.9 橋梁の解析モデル

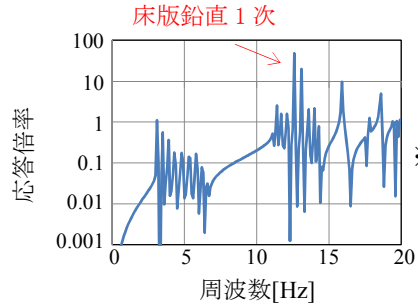




(a) 周波数応答解析の加振・応答抽出位置



(b) a 点の伝達関数



(c) b 点の伝達関数

※応答倍率は、  
 入力荷重に対  
 する応答加速  
 度の比率

図-2.4.10 周波数応答解析による卓越周波数

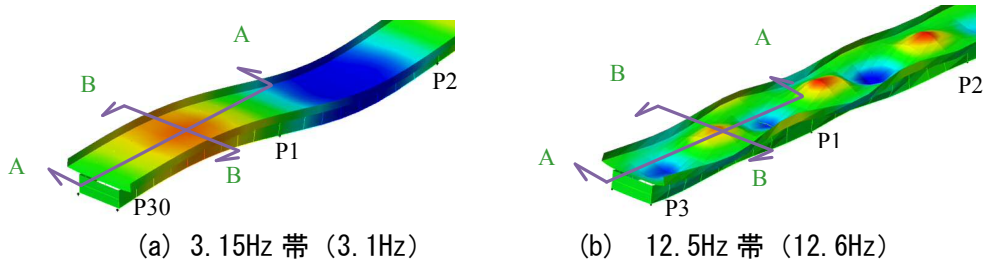


図-2.4.11 B 橋の固有振動モード

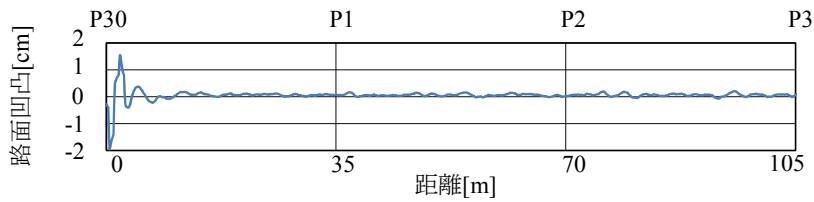


図-2.4.12 路面凹凸波形

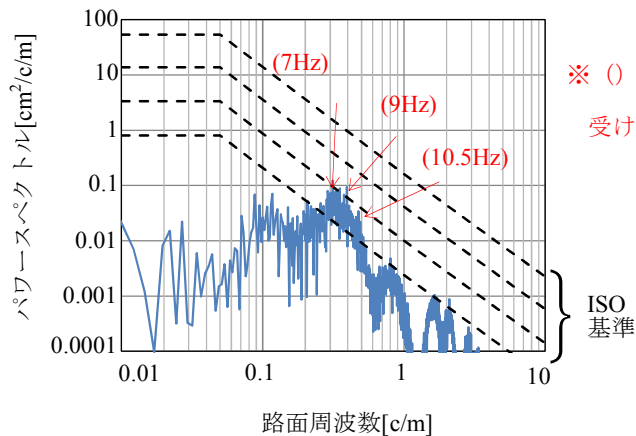


図-2.4.13 路面凹凸のパワースペクトル

2.4.4 車両のモデル化と車両からの外力の推定

(1) A橋

車両モデルは、図-2.2.1に示した2自由度系モデルをDYNA-VCの内部で2軸4自由度系モデルに拡張した図-2.4.14のモデルを用いた。ここで、車両モデルを2次元モデルとしたのは、本研究で着目する橋梁振動のモード形状が橋軸直角方向において床版中央がピークとなる単純な形状のため、3次元モデルの応答と周波数特性に違いはなく、最大振幅の差が1割程度に留まるためである。また、モデルの諸元は表-2.4.2の通りである。既往の試験車両の計測結果<sup>18)</sup>を参考に設定した。車両の振動モードを図-2.4.15に示す。3Hz付近が主に車両本体、11~15Hzが主にタイヤの特性に起因した振動と考えられる。

上記車両モデルを用い、車両から橋梁に作用する外力の算定を行った。橋梁モデルは前掲の図-2.4.4、車両の通行位置は図-2.4.18に示す追越車線、路面凹凸は前掲の図-2.4.7の実測値とし、時速70kmで走行するものとした。解析には、前掲のDYNA-VCを用い、積分間隔0.005秒の直接積分により実施した。車軸の振動加速度より算定した車両からの疑似的な外力を動的相互作用解析の外力と対比して図-2.4.16に示す。また、外力のフーリエスペクトルの比較を図-2.4.17に示す。なお、車軸の鉛直加速度は、動的相互作用解析結果の値を用いた。これより、疑似的な外力は車両の卓越周波数(0.8Hz, 2.9Hz, 11.5Hz, 15.4Hz)においては動的相互作用解析と同等であり、それ以外では、大小差異が見られる。これは、前述のとおり、橋梁への外力として車軸と車軸位置の路面(路面凹凸+橋梁振動)の相対値を用いるか、車軸の値を用いるかの違いであり、この結果、疑似応答解析は、車両に複数存在する各卓越周波数よりも小さい周波数では応答を大き目に評価し、逆に高い周波数では応答を小さ目に評価することとなる。

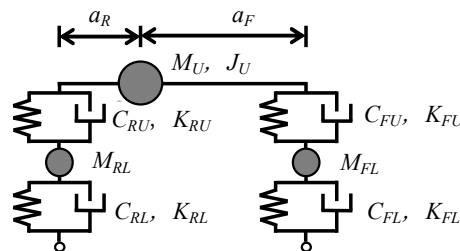


図-2.4.14 試験車両のモデル図

表-2.4.2 車両モデルの諸元

部位	ばね定数 [kN/m]	減衰定数 [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]
前輪ばね上部	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 16.7$	$M_{FL} = 6.87$ ( $a_F = 2.84m$ )	$M_U = 167$ ( $J_U = 4000kN \cdot m$ )
前輪ばね下部	$K_{FL} = 2160$	$C_{FL} = 1.96$		
後輪ばね上部	$K_{RU} = 11800$	$C_{RU} = 137$	$M_{RL} = 22.6$ ( $a_R = 1.01m$ )	
後輪ばね下部	$K_{RL} = 8620$	$C_{RL} = 6.86$		

モード 次数	1	2	3	4
周波数 [Hz]	0.8	2.9	11.5	15.4
周期 [sec]	1.22	0.35	0.09	0.07
鉛直方向 有効 質量比	0.01	0.96	0.01	0.02

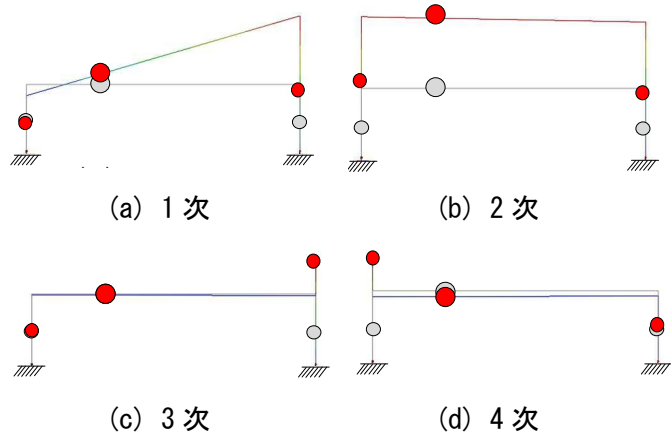


図-2.4.15 試験車両の卓越周波数

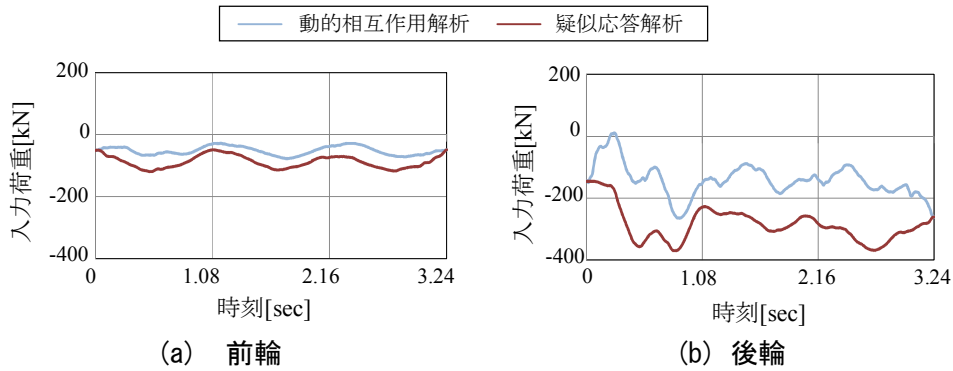


図-2.4.16 車両からの外力

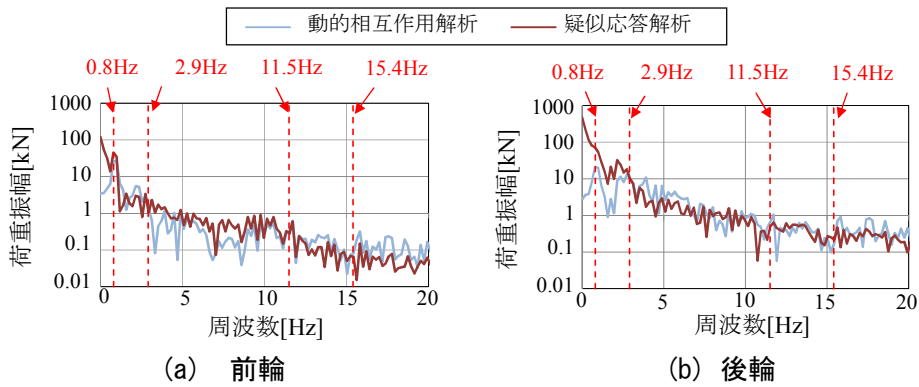


図-2.4.17 車両からの外力の周波数分析

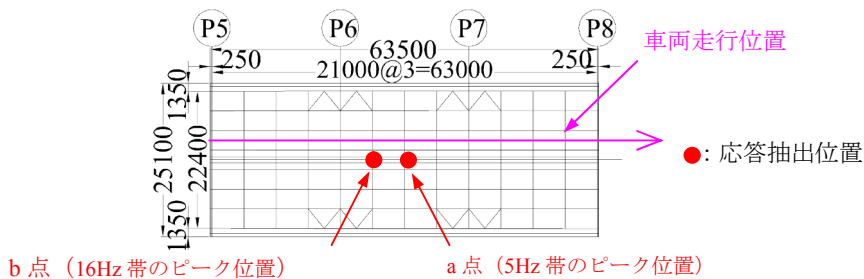


図-2.4.18 車両走行位置と橋梁振動の比較位置

(2) B橋

車両モデルは、A橋と同様に前掲の図-2.4.14に示す2軸4自由度系モデルとした。また、モデルの諸元は表-2.4.3の通りである。重量は車検証、ばね定数と減衰定数は、試験車両の振動計測記録の卓越周波数、対数減衰率を基に設定した。A橋とは別々に車両走行試験を実施したため、車両の諸元と走行速度が異なる。車両の振動モードを図-2.4.19に示す。3Hz付近が主に車両本体、12~12.5Hz付近が主にタイヤの特性に起因した振動と考えられる。

上記車両モデルを用い、図-2.4.22に示す追越車線を時速80kmで走行させて、車両から橋梁に作用する外力の算定を行った。車軸の振動加速度より算定した車両からの疑似的な外力を動的相互作用解析の外力と対比して図-2.4.20に示す。また、外力のフーリエスペクトルを図-2.4.21に示す。図-2.4.21より、疑似的な外力は、車両の卓越周波数（1.5Hz、2.9Hz、12.1~12.5Hz）では、動的相互作用解析と同等であり、それ以外では、大小差異が見られる。この結果はA橋と同様であり、原因もA橋と同様と考えられる。

表-2.4.3 車両モデルの諸元

部位	ばね定数 [kN/m]	減衰定数 [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]
前輪ばね上部	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 5.88$	$M_{FL} = 14.3$ ( $a_F = 4.66m$ )	$M_U = 194$ ( $J_U = 4180kN \cdot m$ )
前輪ばね下部	$K_{FL} = 6860$	$C_{FL} = 19.6$		
後輪ばね上部	$K_{RU} = 9020$	$C_{RU} = 31.4$	$M_{RL} = 37.2$ ( $a_R = 1.72m$ )	
後輪ばね下部	$K_{RL} = 13700$	$C_{RL} = 39.2$		

モード 次数	1	2	3	4
周波数 [Hz]	1.5	2.9	12.1	12.5
周期 [sec]	0.65	0.35	0.08	0.08
鉛直方向 有効 質量比	0.02	0.89	0.03	0.06

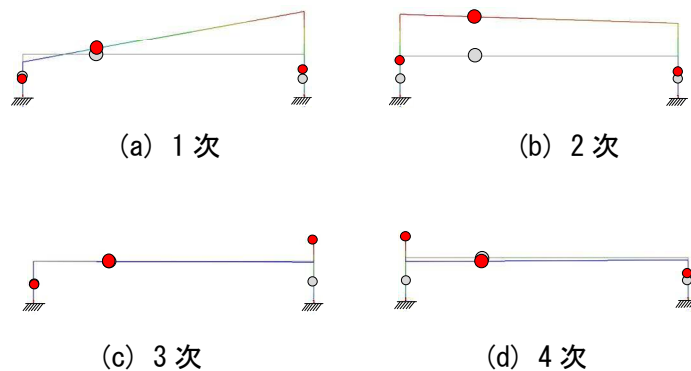


図-2.4.19 試験車両の卓越周波数

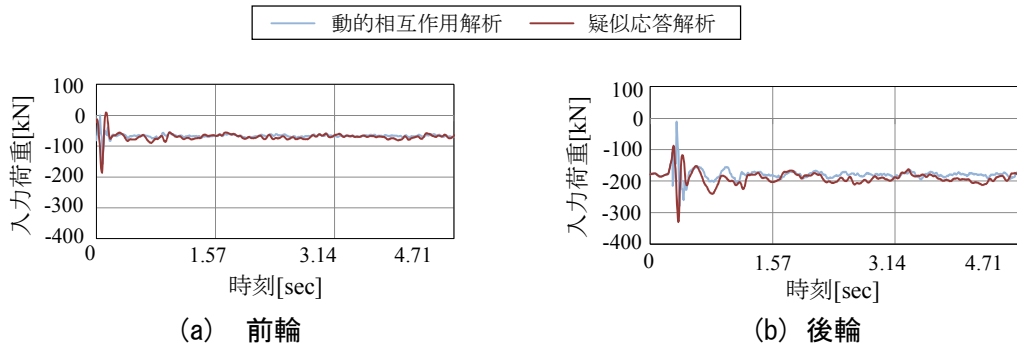


図-2.4.20 車両からの外力

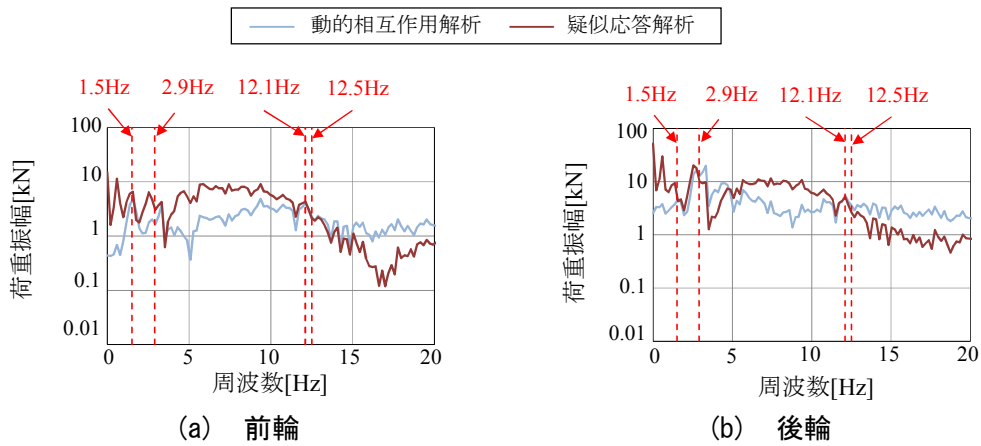


図-2.4.21 車両からの外力の周波数分析

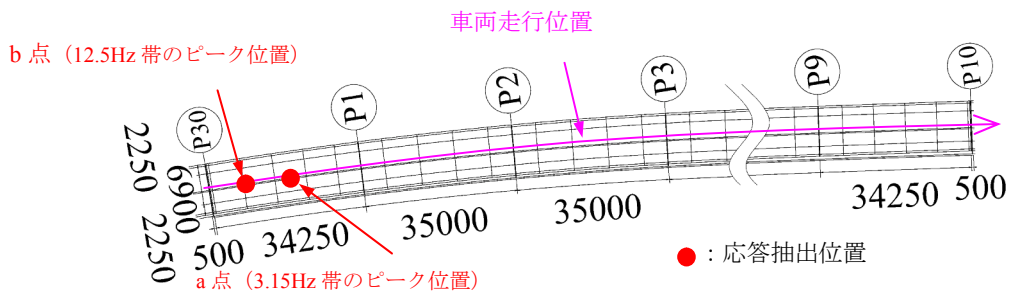


図-2.4.22 車両走行位置と橋梁振動の比較位置

### 2.4.5 橋梁の振動解析結果

#### (1) A橋

A橋に対して動的相互作用解析と疑似応答解析を実施し、両解析の結果を比較した。両解析の外力は、前掲の図-2.4.16の動的相互作用解析用と疑似応答解析用の外力を用いた。橋梁のモデルは両者とも前掲の図-2.4.4の橋梁モデルとし、時速70kmで追越車線上に移動荷重として作用させた。解析には、両解析ともにSoilPlus（伊藤忠テクノソリューションズ株式会社）を用い、積分間隔0.005秒の直接積分とした。両解析の応答値の比較は、図-2.4.18の地点で行った。a点は、5Hz帯の振動モードで、主桁支間中央がピークとなる位置であり、b点は、16Hz帯の振動モードで、床版支間中央がピークとなる位置である。

図-2.4.23に、加速度波形のフーリエスペクトルを示す。これより、疑似応答解析の結果は、a点において対策対象となる5Hz帯のピーク周波数の応答が動的相互作用解析の結果と一致している。また、b点の16Hz帯においても概ね一致している。また、その他の周波数帯においても、ピークが現れる周波数は概ね再現できていることが確認できた。卓越周波数帯のフィルター波形を図-2.4.24に示す。これより、前掲の図-2.3.4(a)に記すとおり、入力にわずかな位相ずれが生じるため応答にも位相ずれがあるものの形状は近似しており、簡便な外力モデルである疑似応答解析においても振動の評価が概ね可能であることが確認できた。

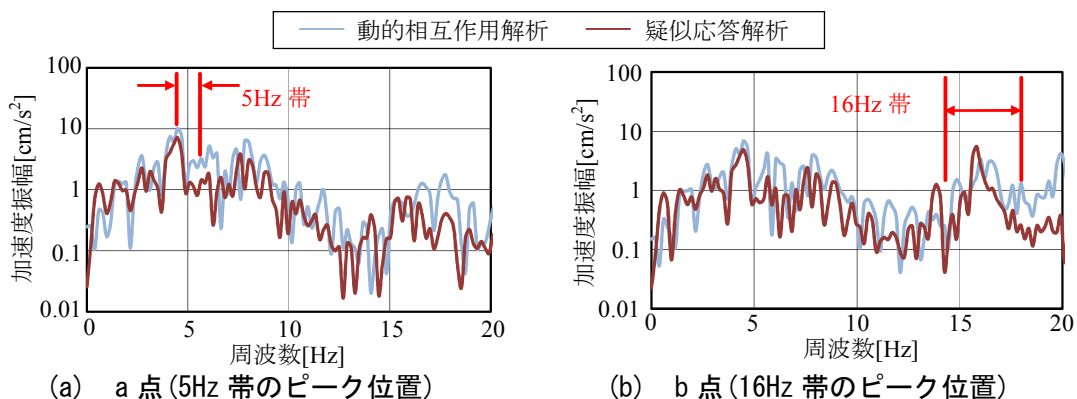


図-2.4.23 加速度波形の周波数分析の比較

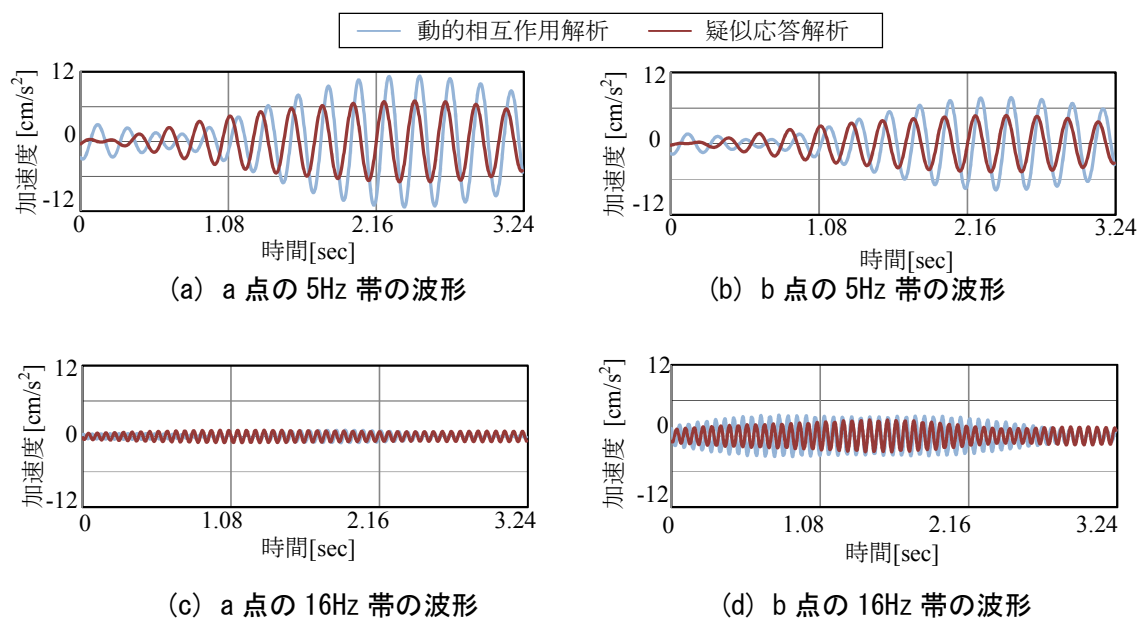


図-2.4.24 1/3 オクターブバンドフィルター加速度波形の比較

## (2) B 橋

B 橋に対して動的相互作用解析と疑似応答解析を実施し両解析の結果を比較した。解析方法は A 橋と同様であるが、両解析の外力は図-2.4.20 の外力を用い、時速 80km で図-2.4.22 に示す追越車線上に移動荷重として作用させた。

両解析の応答値の比較は図-2.4.22 の地点で行った。a 点は橋軸方向の鉛直 1 次モードである 3.15Hz 帯の振動モードのピーク位置、b 点は床版の橋軸直角方向の鉛直 1 次モードである 12.5Hz 帯の振動モードのピーク位置である。加速度波形のフーリエスペクトルを図-2.4.25 に示す。これより、疑似応答解析手法は a 点において 3.15Hz 帯の振幅の再現ができており、b 点において 12.5Hz 帯の振幅の再現ができています。卓越周波数の 1/3 オクターブバンドフィルター波形を図-2.4.26 に示す。これより、卓越周波数帯の橋梁の応答波形形状の近似も可能であることが確認できた。ここで、a 点の 3.15Hz 帯と b 点の 12.5Hz 帯の再現性が高いのは、車両と橋梁の卓越周波数が近く、橋梁を共振させる周波数の車両外力の精度が高いためと考えられる。

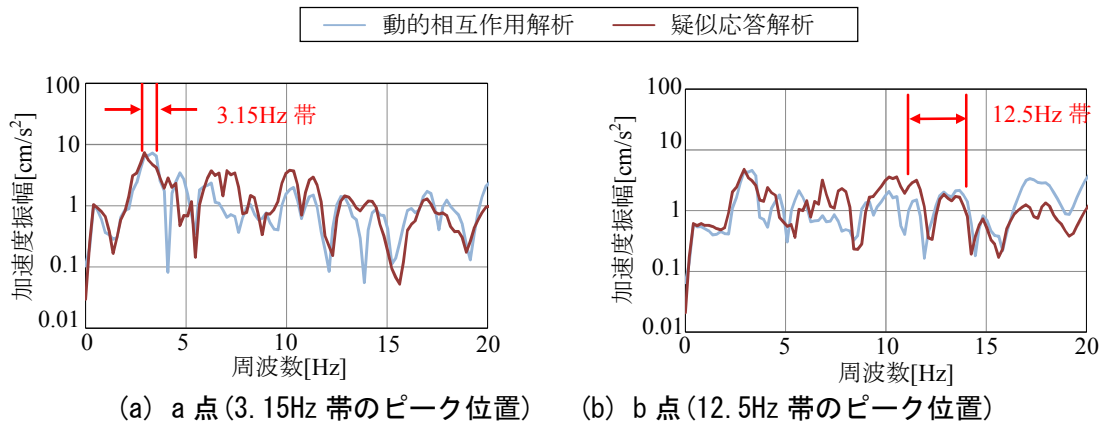


図-2.4.25 加速度波形の周波数分析の比較

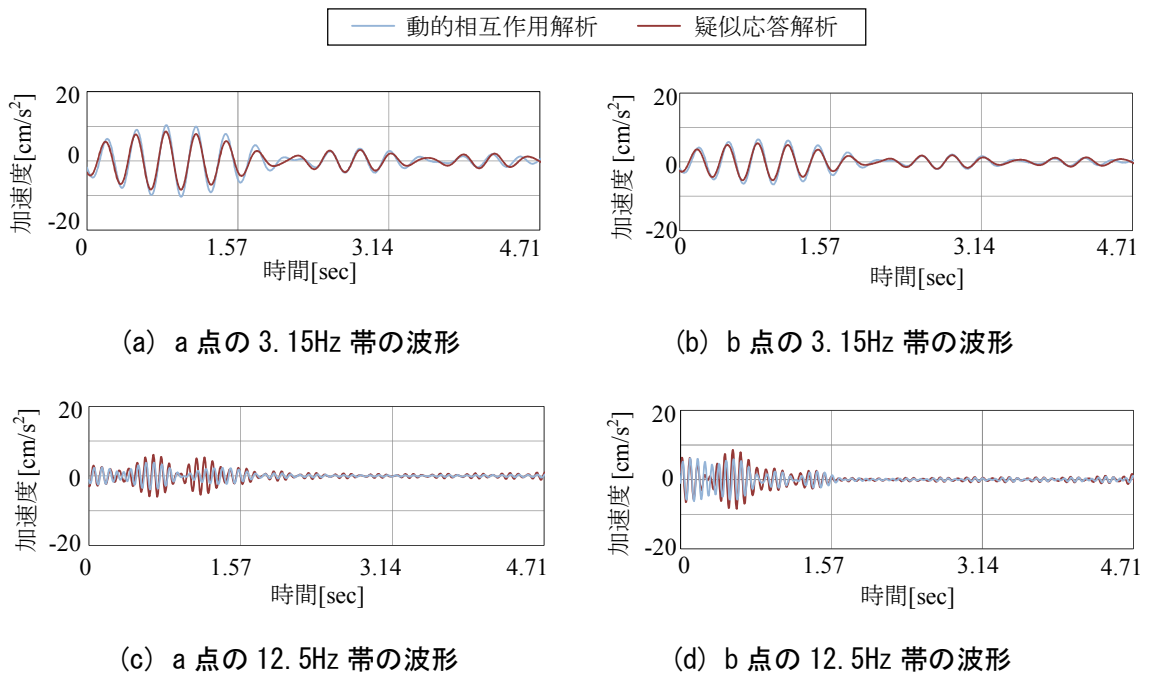


図-2.4.26 卓越周波数の1/3オクターブバンドフィルター波形



## 2.4.6 着目周波数帯以外の応答に対する分析

疑似応答解析では、卓越周波数帯以外の応答は動的相互作用解析に比べて大小の違いが大きい結果となっている。そこで、両解析手法で作用させている外力の内、変位にばね値を掛け合わせた成分の比較を、卓越周波数とその前後の応答の大小関係の異なる周波数に対して実施した。

この結果、図-2.4.27、図-2.4.28に示すとおり、車両が路面と共振する場合は、疑似応答解析と動的相互作用解析の外力は概ね同一となる。しかし、車両への外力が車両の卓越周波数よりも低い場合は、疑似応答解析の外力は、動的相互作用解析よりも大きく、概ね車軸位置の路面の変位（路面凹凸と橋梁振動の和）にばね値を掛け合わせた外力を作用させることとなる。逆に、車両への外力が車両の卓越周波数よりも高い場合は、疑似応答解析の外力は、路面凹凸と橋梁振動の和を変位とした外力を正負反転させた程度の値に転じ、動的相互作用解析の反力は車軸と路面の相対値となるため、疑似応答解析の方が小さくなることが確認できた。

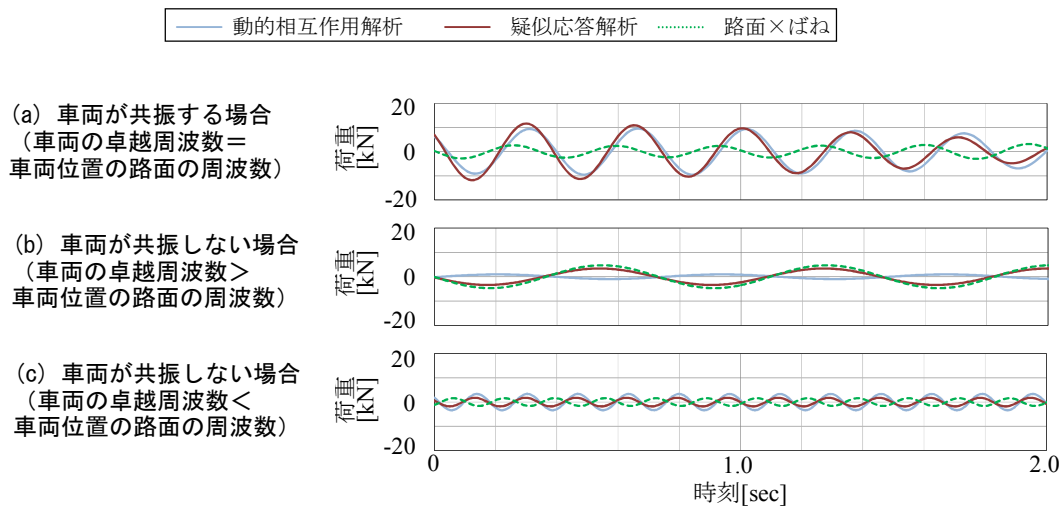


図-2.4.27 A橋の車両の共振の有無による外力（変位×ばね値）の相違

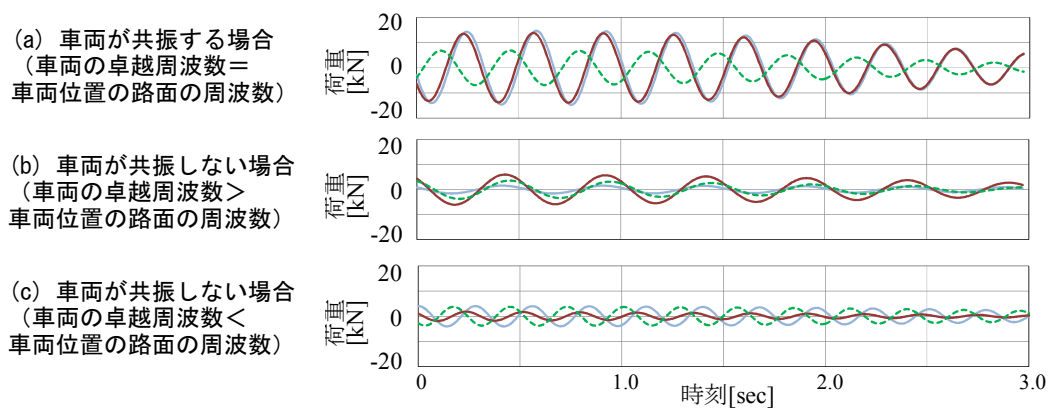


図-2.4.28 B橋の車両の共振の有無による外力（変位×ばね値）の相違

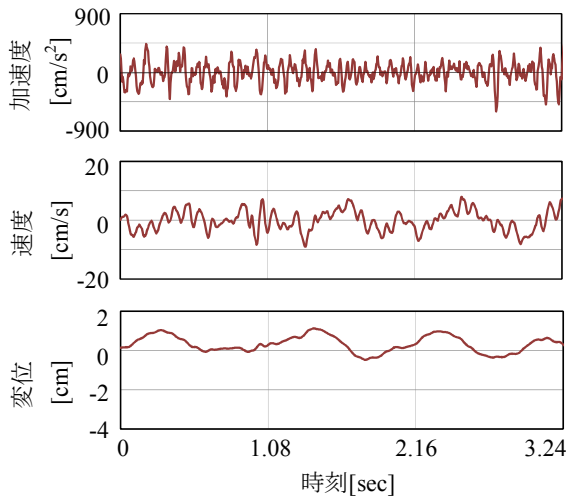
### 2.4.7 実測値との比較

前項までの検討は、疑似応答解析と動的相互作用解析の精度を把握するため、動的相互作用解析より算定される車軸の振動を用いて疑似応答解析を行い、両解析の結果を対比した。ここでは、疑似応答解析の通常的使用方法として、試験車走行時の車軸の実測値を用いた疑似応答解析を、試験車走行時の橋梁の実測値と対比した。また、動的相互作用解析との比較も行った（図-2.4.29(c)～(f)、図-2.4.30(d)～(g)）。応答値の比較箇所は、苦情原因となる周波数帯のピーク位置あるいは、その近傍で実測値のある箇所（図-2.4.18、図-2.4.30(c)）とした。比較項目は、加速度波形のフーリエスペクトルと1/3オクターブバンドフィルター波形とした。また、橋梁に作用する外力の比較として、車軸の加速度の実測値と、これを積分した疑似応答解析で用いる速度と変位および、動的相互作用解析における車軸の加速度と速度と変位を図-2.4.29(a)、(b)、図-2.4.30(a)、(b)に示した。ここで、車軸の実測値の積分には積分誤差を回避するため0.1Hz以下をカットするハイパスフィルターを用いた。

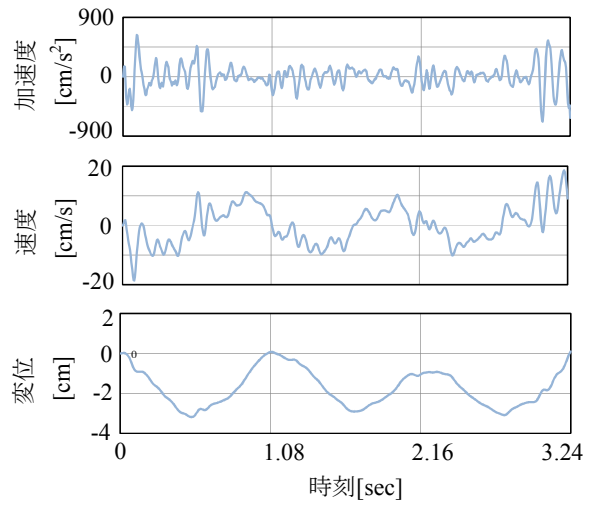
この結果、疑似応答解析は、苦情原因となる周波数帯である、A橋の5Hz帯、16Hz帯、B橋の3.15Hz帯、12.5Hz帯のピーク周波数は概ね一致した。また、フィルター波形は、3.15～5Hz帯では車両が橋梁上を通過する間振幅の変化はあるものの継続して振動し、10～20Hz帯ではジョイント部の路面凹凸の変化が大きい場合（B橋が該当）、ジョイント通過直後に大きく励起された振動が加わるという橋梁振動の特徴<sup>24)</sup>を再現できている。さらに、動的相互作用解析と比較した場合でも、遜色ないことが確認できた。ここで、B橋の12.5Hz帯の応答が小さいのは、比較箇所が実測値のある主桁位置の値であるためであり、床版中央の値は解析値に基づく2倍程度となる。

ただし、その他の周波数では、フーリエ振幅の再現性が低い周波数帯があることが確認された。この要因は、車両が路面と共振し、橋梁が路面と共振する周波数帯が適用範囲であるためであるが、これ以外にも、橋梁モデルのねじりモードの再現における部材結合部の剛性のモデル化等が考えられる。しかし、ピークが現れる周波数は概ね再現できていることから、対策効果の推定の用途では、実用に耐え得ると考えられる。なお、動的相互作用解析の方が再現性の低い周波数帯が確認された。この要因は、動的相互作用解析では、車両の応答を実態と整合させる必要があるが、路面凹凸や卓越周波数の再現等が難しく、図-2.4.29(a)、(b)、図-2.4.30(a)、(b)に示すとおり車両の応答を走行実態と整合させることは容易でないためと考えられる。

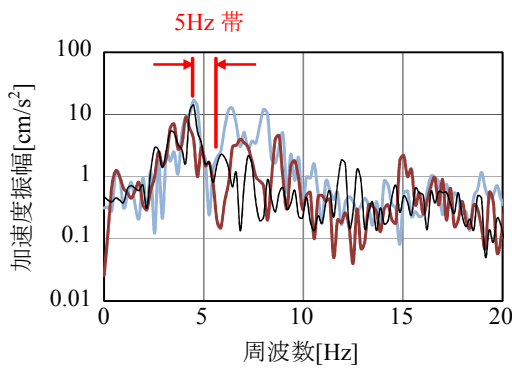
— 実測    — 動的相互作用解析    — 疑似応答解析



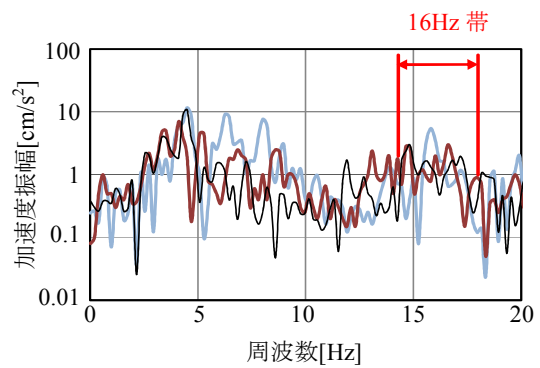
(a) 車軸の鉛直加速度の実測値と疑似応答解析用の積分波形



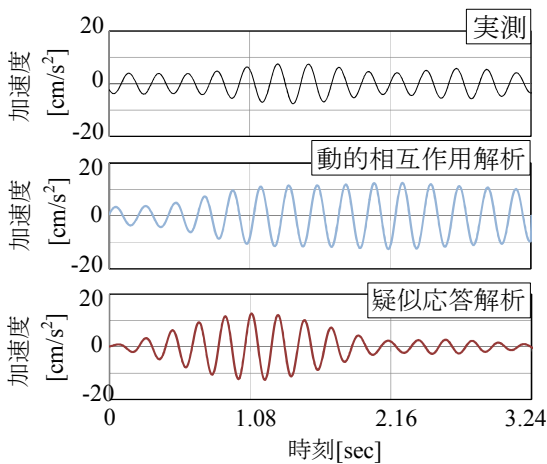
(b) 動的相互作用解析による車軸の応答波形



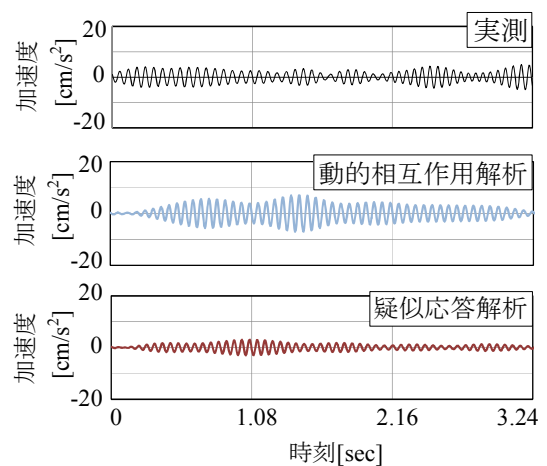
(c) a 点のフーリエスペクトル



(d) b 点のフーリエスペクトル

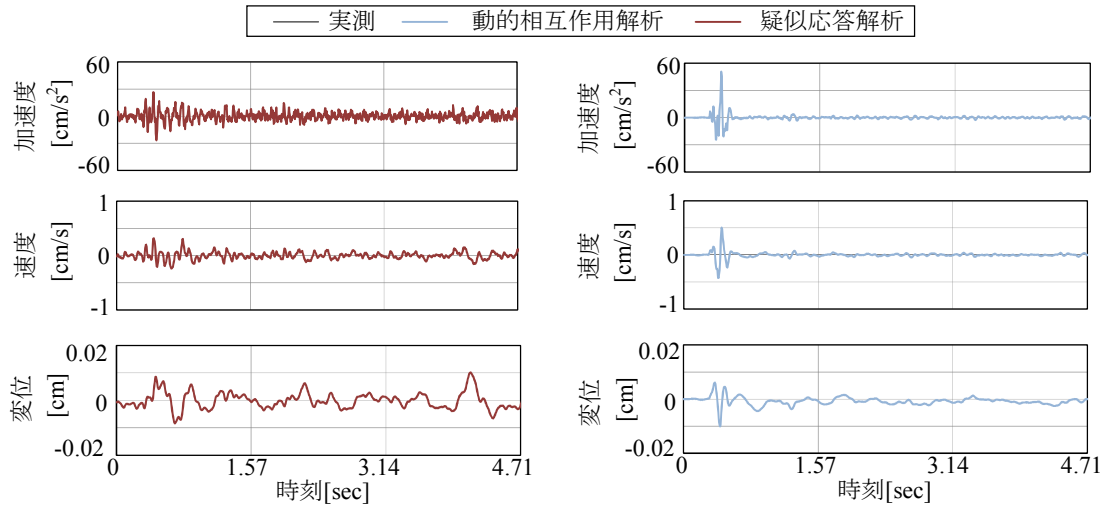


(e) a 点のフィルター波形 (5Hz 帯)



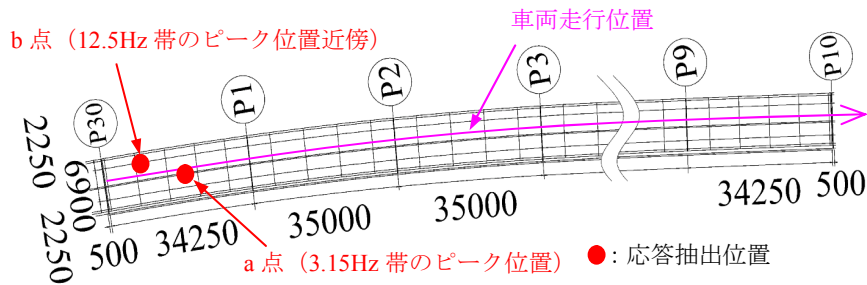
(f) b 点のフィルター波形 (16Hz 帯)

図-2.4.29 A 橋の橋梁の実測値との比較

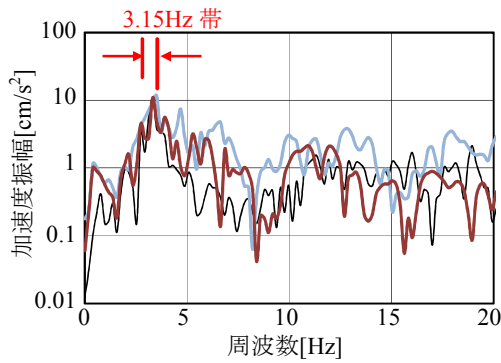


(a) 車軸の鉛直加速度の実測値と疑似応答解析用の積分波形

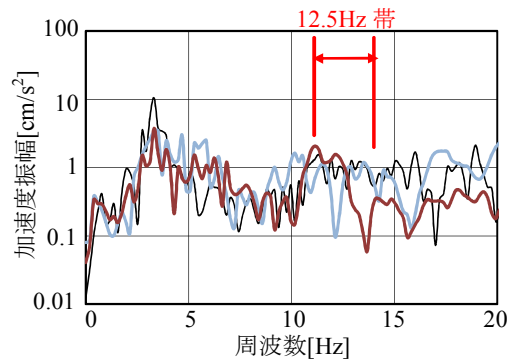
(b) 動的相互作用解析による車軸の応答波形



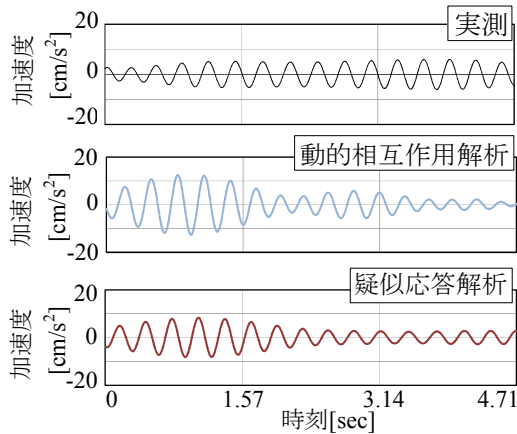
(c) 応答の抽出位置



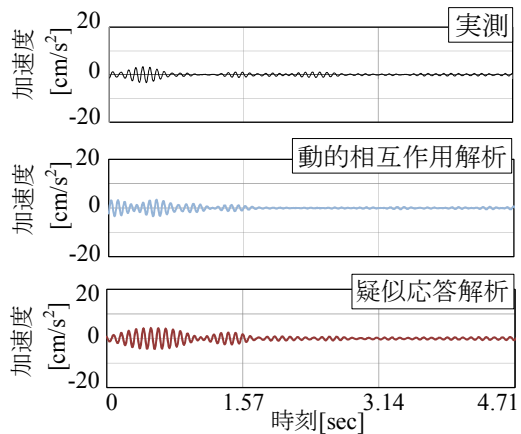
(d) a点のフーリエスペクトル



(e) b点のフーリエスペクトル



(f) a点のフィルター波形(3.15Hz帯)



(g) b点のフィルター波形(12.5Hz帯)

図-2.4.30 B橋の橋梁の実測値との比較

### 2.4.8 対策効果の推定精度

車両走行解析の主な用途は、低周波音対策等の対策効果の推定である。そこで、対策構造として「3.15～5Hz 帯」用に TMD<sup>14), 21)</sup>、「10～20Hz 帯」用に緩衝機能付き中間支柱<sup>14)</sup>または、TMD を設けた場合の疑似応答解析の対策効果を動的相互作用解析による対策効果と比較した。「3.15～5Hz 帯」用対策はスパン中央、「10～20Hz 帯」の対策はスパンの 1/4 点の床版スパン中央のピークに効果のある位置とした(図-2.4.31)。B 橋については、床版の変形を抑制する縦桁増設も併用した。TMD, 中間支柱, 縦桁の諸元はそれぞれ表-2.4.4 のとおりである。

ここで、疑似応答解析の外力は、両橋梁とも対策後も対策前と同じ図-2.4.16, 図-2.4.20 のままである。また、解析プログラムは SoilPlus である。一方、動的相互作用解析は、対策工による車両振動の変化を考慮するため、対策前後とも前掲の DYNA-VC を用い、路面凹凸を配した橋梁モデル上に車両を走行させて行った。

対策効果の比較として、対策工設置位置の橋梁振動の低減効果を図-2.4.32, 図-2.4.33 に示す。ここで、TMD は対策対象とした対策前のピーク周波数に対する値を示したが、B 橋の 3.15Hz 帯は脇にピークが残るためこれに対する値も示した。これより、両解析手法において推定される対策効果は同等であることが確認された。

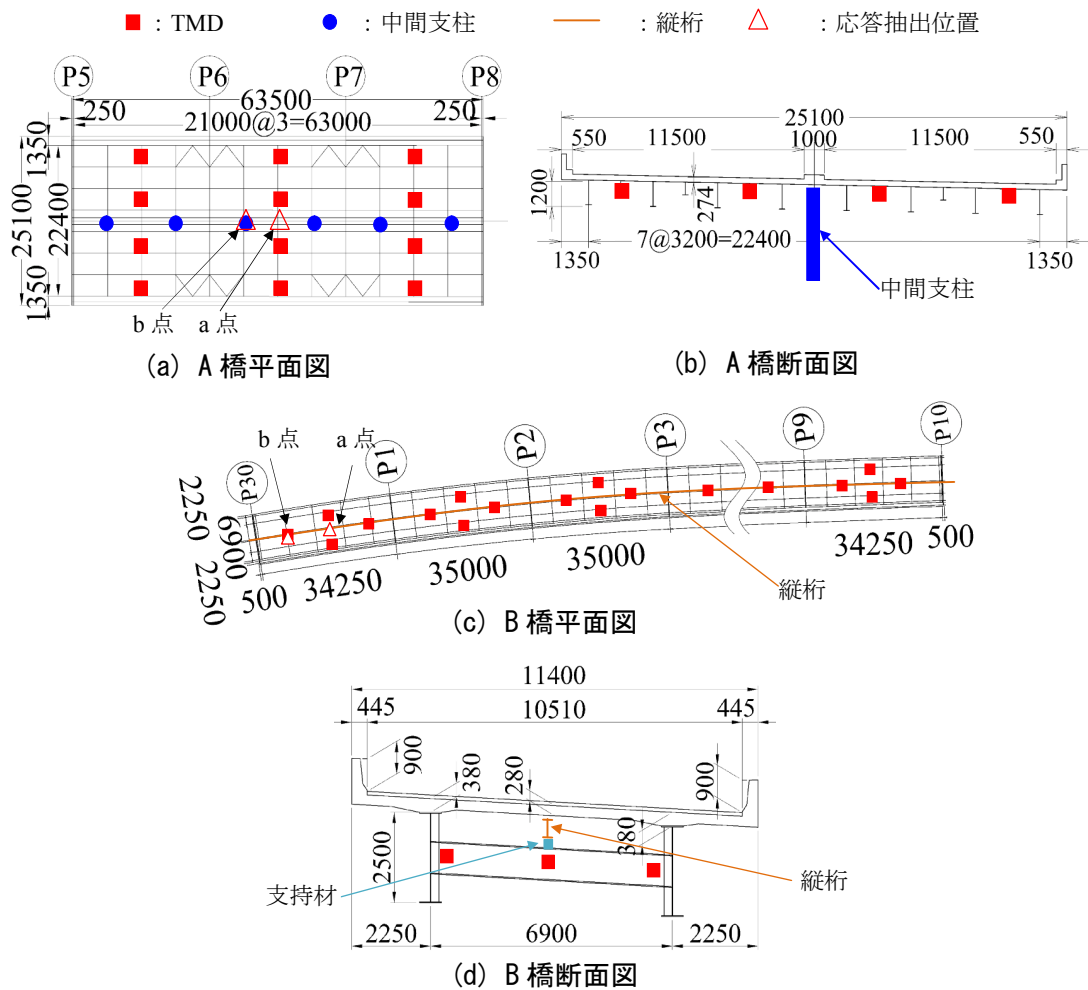
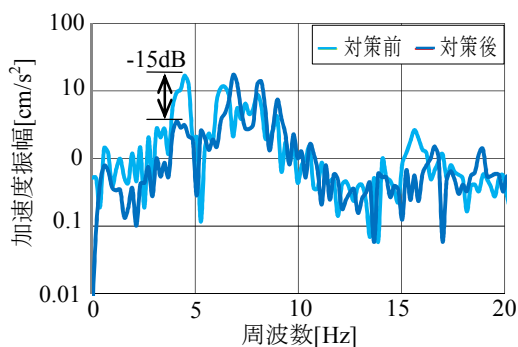


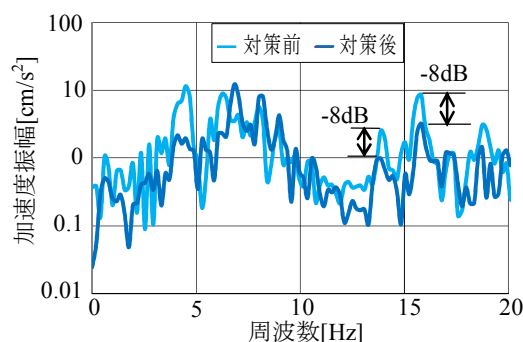
図-2.4.31 対策工の設置位置

表-2.4.4 対策工の諸元

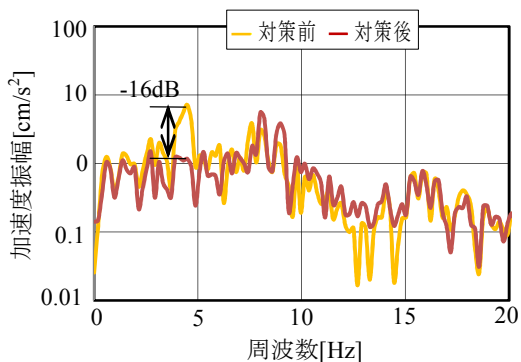
対象橋梁	対象周波数帯	対策工	対策工の仕様
A 橋 (従来)	5Hz 帯	TMD	マス数量：4[個/スパン] マス重量：11.8[kN/箇所] ばね定数：1120[kN/m]
	16Hz 帯	中間支柱	材料：STK400 支柱径：φ 508, 管厚：9.5[mm] センターダンパーばね定数：38000[kN/m]
B 橋 (合理化)	3.15Hz 帯	TMD	マス数量：2[個/スパン] マス重量：103[kN/箇所] ばね定数：3460[kN/m]
	12.5Hz 帯	TMD	マス数量：2[個/スパン] マス重量：103[kN/箇所] ばね定数：53910[kN/m]
	共通	縦桁増設	材料：SM490 縦桁断面：H600×300×14×28 支持材断面：H200×200×8×12



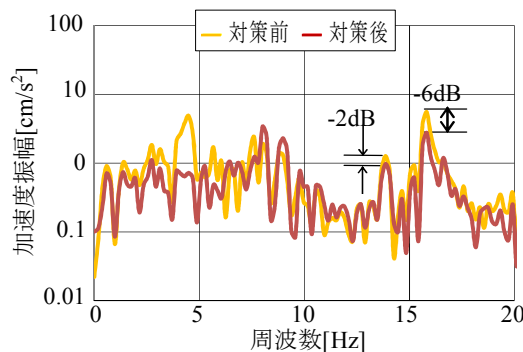
(a) a 点の動的相互作用解析結果



(b) b 点の動的相互作用解析結果

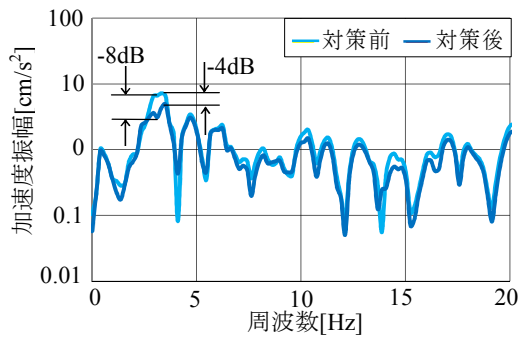


(c) a 点の疑似応答解析結果

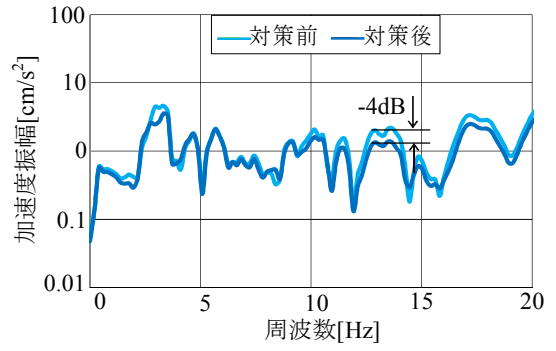


(d) b 点の疑似応答解析結果

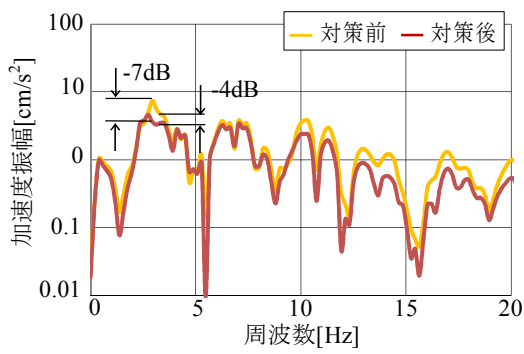
図-2.4.32 A 橋の対策効果の推定精度



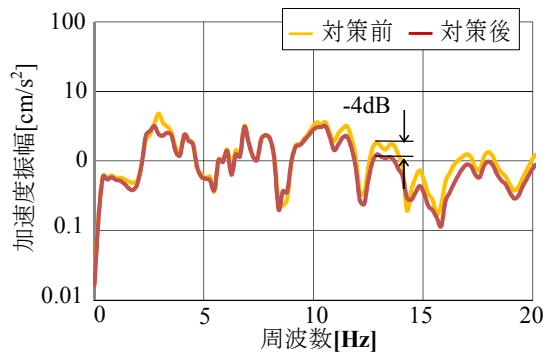
(a) a 点の動的相互作用解析結果



(b) b 点の動的相互作用解析結果



(c) a 点の疑似応答解析結果



(d) b 点の疑似応答解析結果

図-2.4.33 B橋の対策効果の推定精度

## 2.5 疑似応答解析の適用性に関するまとめと考察

橋梁の低周波音対策等の効果推定に用いる車両走行解析において、詳細な動的相互作用を考慮した解析の代わりに、試験車両の車軸の振動加速度より疑似的な外力を作成し、これを入力とする疑似応答解析手法を提案した。従来の構造と合理化構造の鈹桁橋に対して両解析手法を適用し、低周波音苦情の内、物的苦情の原因となることが多い 20Hz 帯以下の卓越周波数として、「3.15～5Hz 帯」と「10～20Hz 帯」の振動に着目し、橋梁の振動加速度を比較することでその適用性を検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 疑似応答解析は、車両が路面と、橋梁が車両と共振する「3.15～5Hz 帯」と「10～20Hz 帯」のピーク周波数帯において動的相互作用解析と同等のスペクトル形状と波形形状を持つ加速度応答を算定できることから、低周波音対策の効果の推定において動的相互作用解析と同等の結果が得られる。
- (2) 疑似応答解析は、上記以外の周波数においては動的相互解析と応答が大小異なるが、ピークが現れる周波数は概ね同一である。
- (3) 疑似応答解析は、「3.15～5Hz 帯」と「10～20Hz 帯」のピーク周波数帯において、実測値の振幅と波形形状を概ね再現できることが確かめられた。これは、車両からの外力に実測値を用いることで、誤差を生じやすい車両の応答解析が不要となったことが解析精度の向上につながったと考えられる。
- (4) 疑似応答解析は、対策効果の推定において動的相互作用解析と同等の推定値が得られることが確かめられた。

以上のことから、提案した疑似応答解析は、苦情対策の検討において動的相互作用解析と同等の効果を得られることから、橋梁の構造系の大幅な変更や、路面改修により対策周波数帯の車両振動の振幅が対策目標に対して有意に変化する場合以外は、対策効果の推定において実用的と考えられる。



---

## 第3章 橋梁振動に伴う低周波音の発生部位の特定とその要因の分析

### 3.1 目的と背景

低周波音の苦情には、鉛直2次モードの高次振動（10～20Hz帯）が影響する事例があり、これらについては運動量交換型衝撃吸収ダンパー（IMD）<sup>15)</sup>の研究等があるが、対策事例は非常に少ない。一方、近年開通した新東名高速道路の合理化橋梁では、床版の鉛直方向や主桁ウェブの水平方向へのはらみ出しのような面外振動の影響と考えられる構成部材の少ない構造特有の高次の橋梁振動が報告されている<sup>24)</sup>。

そこで、本研究は、鉛直1次モードに加え、床版の面外の振動を含む鉛直2次モードの振動の影響に着目して、低周波音に関わる苦情の発生部位とその要因の研究を実施した。研究対象は、苦情事例の多い鋼鈹桁橋の従来の構造と合理化構造の橋梁とし、加速度と低周波音圧の計測記録の分析と、橋梁の解析モデルを用いた数値解析を併用して低周波音の発生部位とその要因を分析した。振動・低周波音の計測記録の分析では、橋梁近傍の測定点（家屋前または官民境界位置）での低周波音の周波数毎の音圧レベルを既往の研究で設定された苦情が発生すると考えられる参照値<sup>3), 4), 5)</sup>と対比して苦情の原因となる可能性の高い発生音の周波数を明らかにした。また、苦情原因となる周波数における橋梁の振動モード形状を分析することで、苦情原因となる橋梁振動の発生部位を明らかにした。さらに、苦情原因となる橋梁振動の発生部位の振動加速度と橋梁近傍の測定点の低周波音の相対関係を分析し、橋梁振動の影響を定量的に評価した。

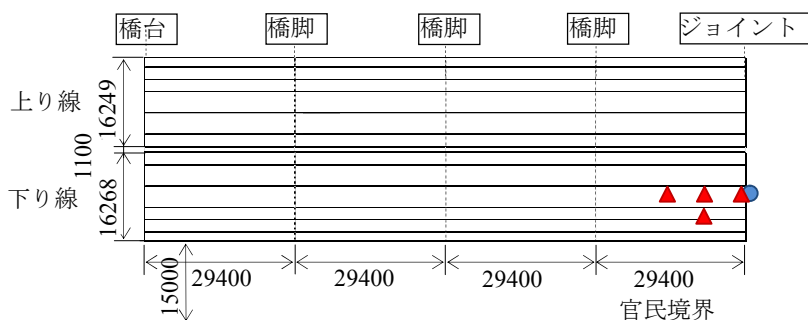
解析モデルを用いた数値解析では、3次元FEMモデルを用いた。解析モデルの妥当性を確認した後に、同モデルより苦情原因となる周波数の振動モード形状を抽出することで、計測記録の分析により明らかにした苦情原因となる橋梁振動について、橋梁全体におけるその分布形状を明らかにした。解析モデルの妥当性の確認は、一般的に用いられる橋梁と車両の動的相互作用を考慮した車両走行解析（以降、動的相互作用解析と呼ぶ）に加え、「第2章 道路橋の応答解析を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性検証」で記した、橋梁モデルに試験車両の車軸の振動加速度記録より作成した疑似的な外力を作用させることで車両の応答解析が不要な疑似応答解析を適用し、両解析による結果と、計測記録との対比により行った。

### 3.2 検討対象橋梁

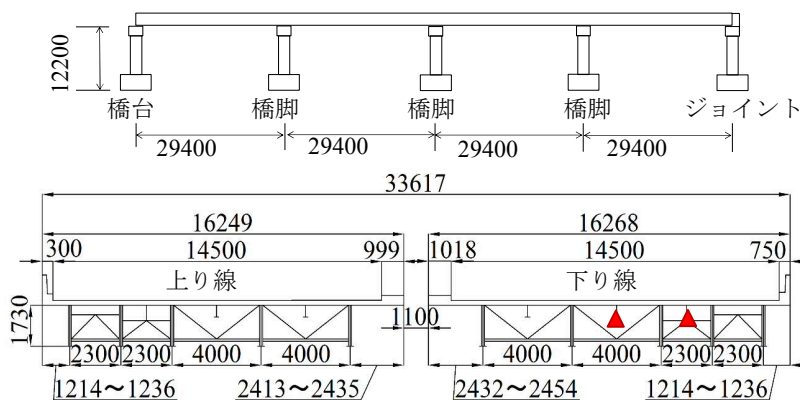
本研究では鋼鈹桁橋を対象とし、多主桁の従来構造と少数主桁の合理化構造に着目した。表-3.2.1に分析対象橋梁の諸元を、図-3.2.1~4に分析対象橋梁の桁下写真と一般図をそれぞれ示す。なお、いずれも過去に何らかの交通振動による苦情が発生した橋梁である。ただし、同一構造形式・寸法形状の橋梁の中で特別な構造的部材や構造細目を有する等の特別な橋梁ではない。

表-3.2.1 分析対象橋梁の諸元

名称	橋梁形式	スパン	主桁間隔
A橋 (従来)	鋼4径間連続鈹桁 (3+2主桁)	29.4m×4径間×2連	4m×2 (+縦桁増設) +2m×2
B橋 (従来)	鋼3径間連続鈹桁 (8主桁)	21m×3径間	3.2m×7 (+縦桁増設)
C橋 (合理化)	鋼10径間連続鈹桁 (2主桁)	34.25m+35m×8 +34.25m	6.9m
D橋 (合理化)	鋼7径間連続鈹桁 (2主桁)	41.1m+42.3m×5+41.1m	11m

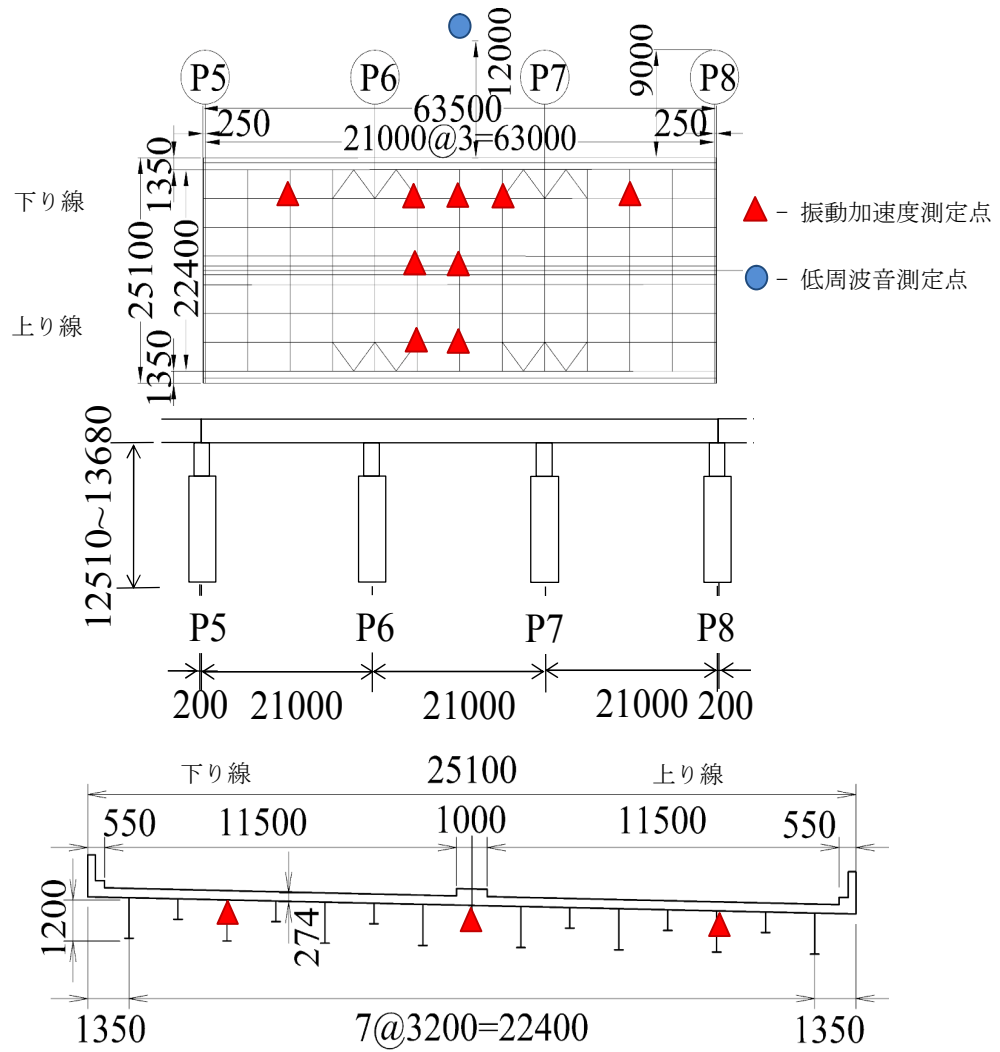


▲ - 振動加速度測定点    ● - 低周波音測定点



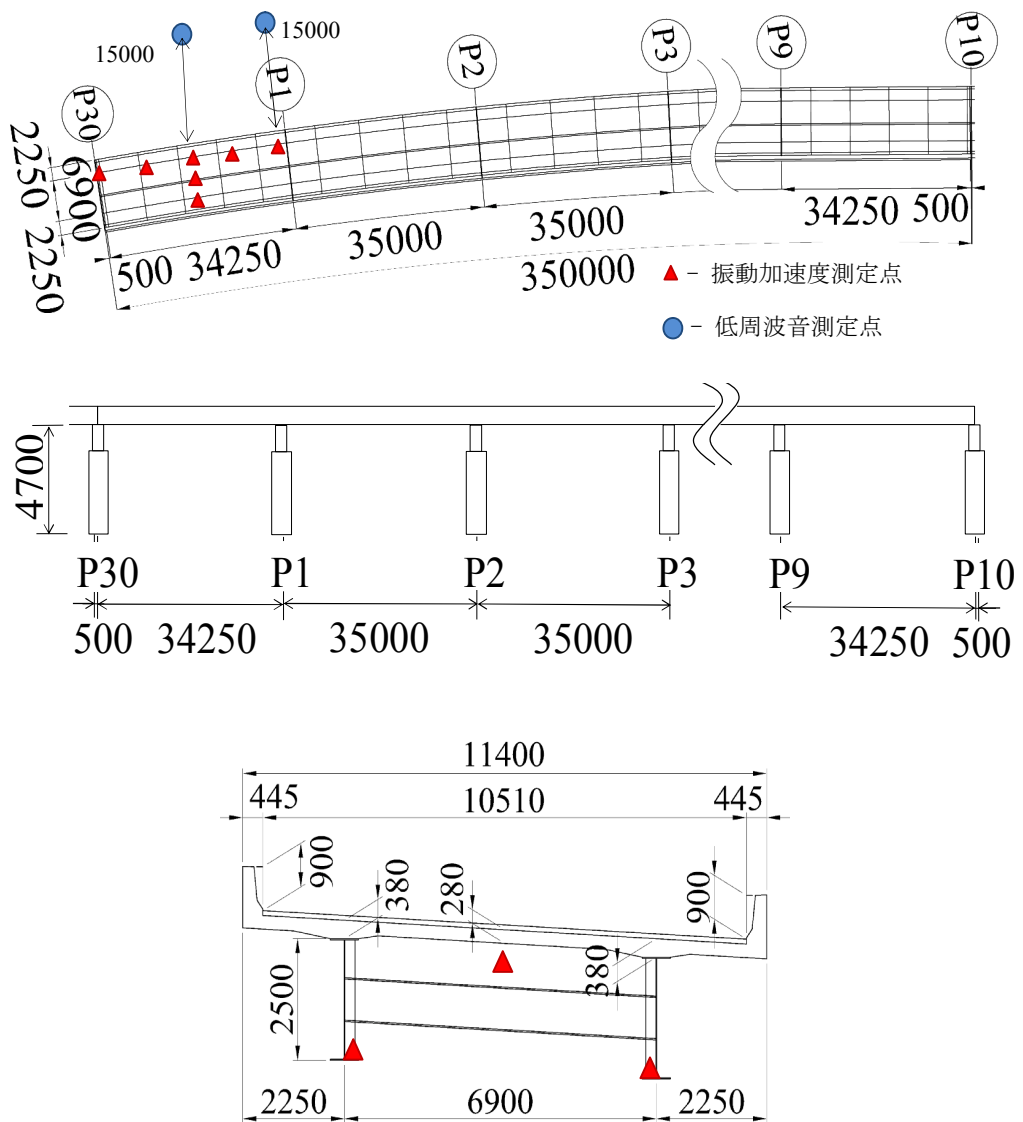
※下り線が対象橋梁

図-3.2.1 桁下写真と橋梁一般図 (A橋)



※上り・下り一体構造が対象橋梁

図-3.2.2 桁下写真と橋梁一般図 (B橋)

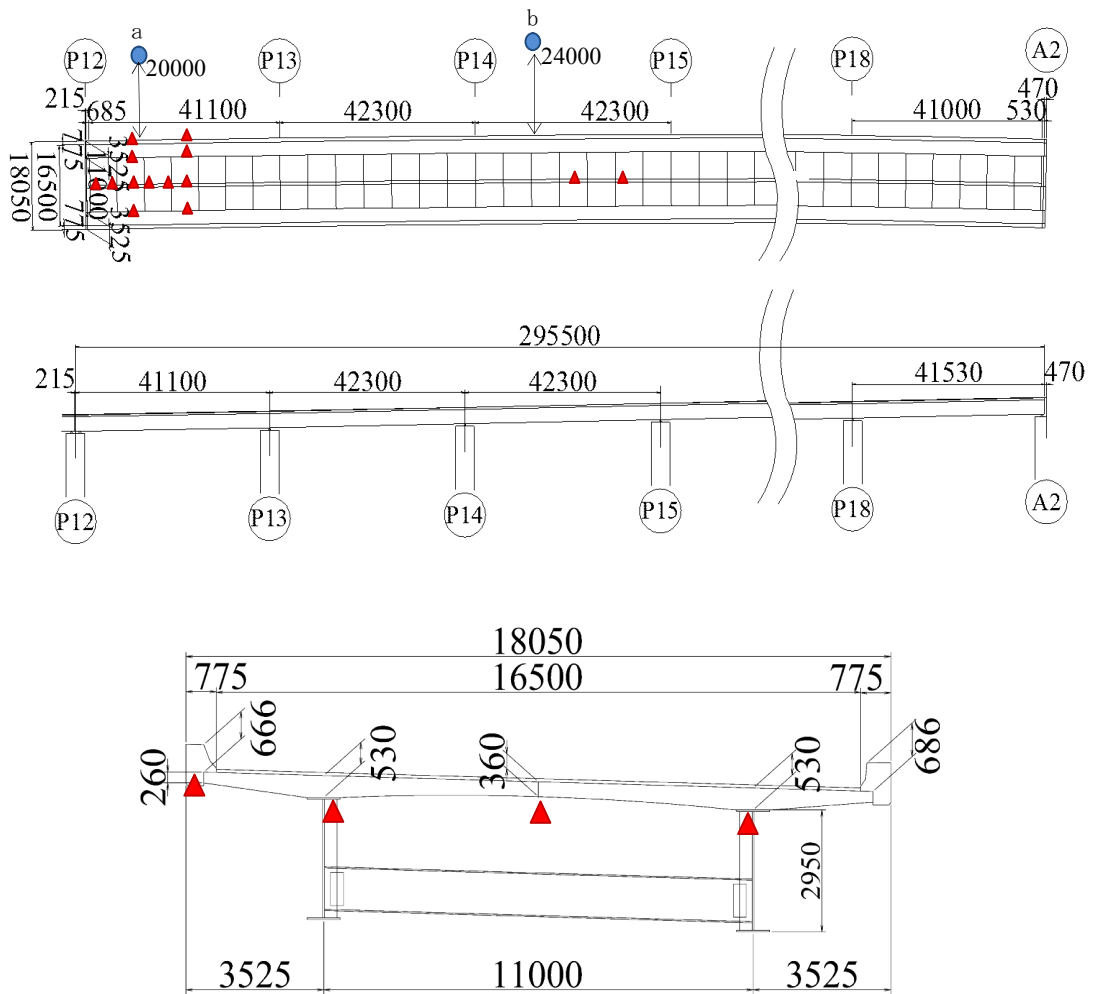


※下り線が対象橋梁

図-3.2.3 桁下写真と橋梁一般図 (C橋)



▲ - 振動加速度測定点      ● - 低周波音測定点



※上り線が対象橋梁

図-3.2.4 桁下写真と橋梁一般図 (D橋)

### 3.3 計測記録に基づく分析と評価

#### 3.3.1 計測記録

計測記録に基づく分析と評価では、一般車両走行時と、試験車両走行時の計測記録を用いた。一般車両走行時の計測記録は、24時間の毎正時から10分間の計測記録の内、最大レベルの低周波音が計測された記録である。また、試験車両走行時の記録は、試験車両が対象橋梁の幅員の中央付近の車線上を単独走行している時の記録である。交通量が多いため、各橋梁とも1~2つの計測記録しか得られていない中で、前後の車両等の影響が少ないと思われる記録を用いた。計測項目は、橋梁下と橋梁近傍の測定点の低周波音と、橋梁の振動加速度ならびに、試験車両の車軸の振動加速度である。ただし、A橋に関しては橋梁近傍の測定点の低周波音と試験車両の振動加速度の計測が実施されていない。本研究で使用した計器の配置を前掲の図-3.2.1~4に合わせて示す。また、計器の諸元を表-3.3.1に示す。低周波音の計測は、低周波音の測定方法に関するマニュアル<sup>26)</sup>にしたがい1.2mの高さで計測した。G特性による周波数補正は行っていない。橋梁側と試験車両との同期は、ジョイント通過時のスパイク状の波形を用いたが、C橋、D橋については無線信号も併用した。試験車両の諸元を表-3.3.2に示す。

なお、本検討で使用した計測記録は、個別の苦情対応等の目的で計画、実施されたものを借用しており、本研究のために計測内容を定めたものではない。このため、本来必要な位置の計測がなかったり、計測位置が橋梁相互で統一されていない。これに関しては、解析モデルを用いた数値解析や、同一構造形式の計測記録の活用により分析を補完している。

表-3.3.1 計器の諸元

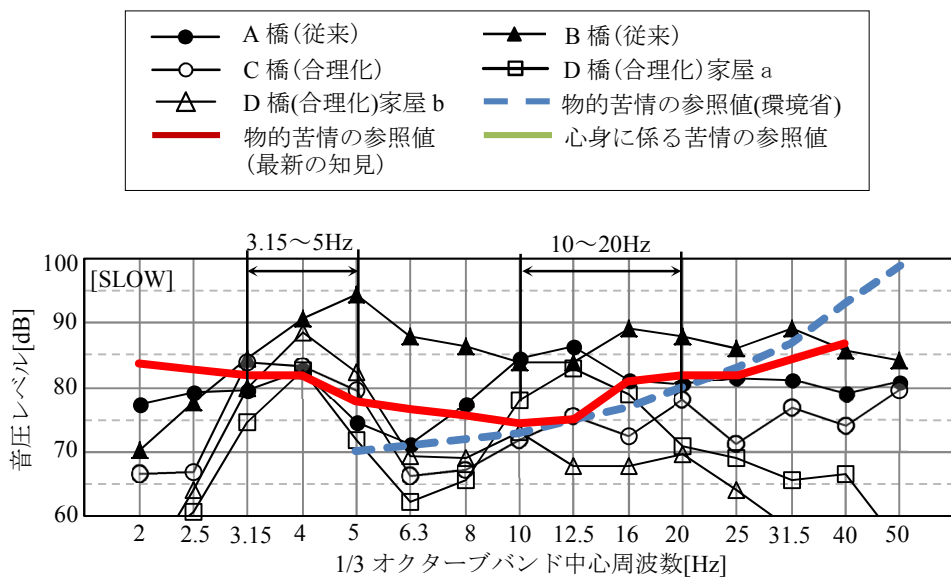
対象橋梁		A橋, B橋 (従来)	C橋 (合理化)	D橋 (合理化)	
低周波音	機種	RION NA-17	RION NA-18A		
	計測可能な音圧範囲	50~150dB	50~143dB		
	計測可能な周波数範囲	1~1kHz	1~500 Hz		
加速度	振動計	機種	RION PV-85	RION PV-87	RION PV-85 RION PV-87
		計測原理	圧電式加速度ピックアップ		
	計測器	RION VM-80	RION VM-83		
	計測可能な加速度範囲	0.0034~1,000m/s <sup>2</sup> (PV-85)	0.0034~1,000m/s <sup>2</sup> (PV-85)	0.0005~100m/s <sup>2</sup> (PV-87)	
	計測可能な周波数範囲	1~7kHz	1~3kHz	1~7kHz 1~3kHz	
サンプリングタイム		5,000Hz	1,000 Hz	1,280 Hz	

表-3.3.2 試験車両の諸元

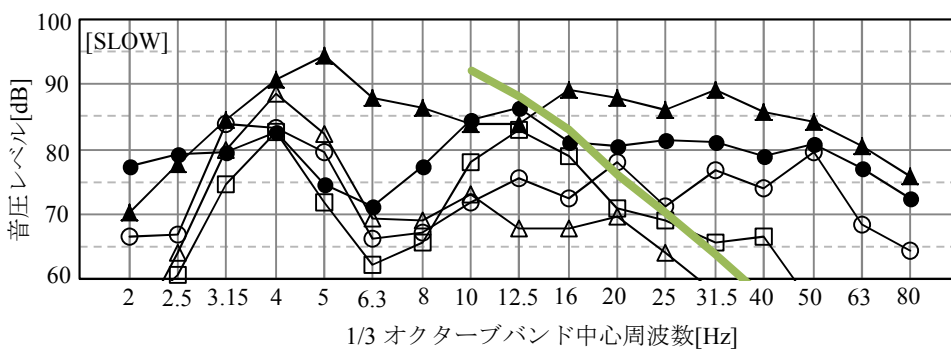
対象橋梁		B橋 (従来)	C橋 (合理化)	D橋 (合理化)
車種		大型平積トラック	大型平積トラック	大型散水車
軸数	前輪	1本		
	後輪	2本		
合計質量		25.0 t		21.7 t
振動計測位置		前後輪ばね下		
卓越周波数	前輪	10Hz	10Hz	12.5Hz
	後輪	12.5Hz	12.5Hz	10~12.5Hz
走行速度		70km/h	80km/h	80km/h

### 3.3.2 苦情原因となる発生音の周波数

低周波音による苦情は、建具のがたつきなどによる“物的苦情”と、室内での不快感などの“心身に係る苦情”とに大別される。ここで、建具の固有周波数や、人間の知覚はさまざまなため、本来は個別の特性に応じて苦情発生の有無を判断すべきであるが、個別の特性の調査は困難である。このため、環境省における低周波音の評価指針等<sup>3),4),5)</sup>に則り、橋梁近傍の測定点での音圧レベルがいずれかの周波数で図-3.3.1の参照値を超過する時、その周波数が苦情の原因である可能性が高いと考えるものとした。また、本研究では、“物的苦情”と“心身に係る苦情”のうち、人間の聴覚では基本的に知覚することのできない超低周波音と呼ばれる20Hz以下で苦情が発生する事例の多い“物的苦情”に着目して分析を行った。



(a) 物的苦情発生の可能性の判断



(b) 心身に係る苦情発生の可能性の判断

図-3.3.1 周波数特性（低周波音）

図-3.3.1(1)は、一般車両走行時における橋梁近傍の測定点での低周波音の記録に対して1/3オクターブバンド周波数分析(時定数1.0秒(SLOW))を実施し物的苦情の参照値<sup>3),4),5)</sup>と比較したものである。なお、物的苦情の参照値には環境省<sup>3),4)</sup>によるものと、落合・田矢による最新の知見<sup>5)</sup>があり、10Hz以下の周波数では最新の知見の方が大きい。D橋については、乗り入れ側の端部と橋梁の中央部で音圧の大きさの違いが確認されたことから、橋梁区間端部と中央の橋梁近傍の測定点の2点について比較を行った。この結果、橋梁近傍の測定点の音圧レベルが物的苦情の参照値を超過していることと、苦情原因となる発生音の周波数は、「3.15~5Hz帯」および「10~20Hz帯」であり、建具等の固有周波数がこの周波数に一致していると苦情が発生する可能性が高いことが確認された。また、D橋の結果より、連続桁橋の乗り入れ側の端部では、「10~20Hz帯」の音圧が大きく、中央部では「3.15~5Hz帯」の音圧が大きくなることが確認された。なお、B橋については、「10~20Hz帯」のピークが小さい。これについては、B橋のみジョイント近傍の路面凹凸がなだらかであったことから、これが要因の一つと予想される。ここで、A橋については、橋梁下での計測記録のみであるため、官民境界位置での低周波音を、道路環境影響評価の技術手法(平成24年度版)の低周波音圧レベルの基準点に対する距離減衰式<sup>16)</sup>を用いて推定した。

### 3.3.3 苦情原因となる橋梁振動の発生部位

苦情原因は、橋梁の振動レベルと橋梁近傍の測定点での音圧レベルの対応関係を調べることで判断することができる。そこで、低周波音と同期計測した橋梁の振動加速度記録の1/3オクターブバンド周波数分析(時定数0.125秒(FAST))を実施した(図-3.3.2)。ここで、橋梁の振動加速度記録は、低周波音記録の計測位置の直近のスパン中央の鉛直方向加速度記録を用いた。同図より、振動加速度レベルのピーク点は、音圧レベルと同様に「3.15~5Hz帯」および「10~20Hz帯」にあることが確認された。このことより、苦情の原因は車両走行時の橋梁振動により励起された「3.15~5Hz帯」および「10~20Hz帯」の低周波音である可能性が高いと考えられる。

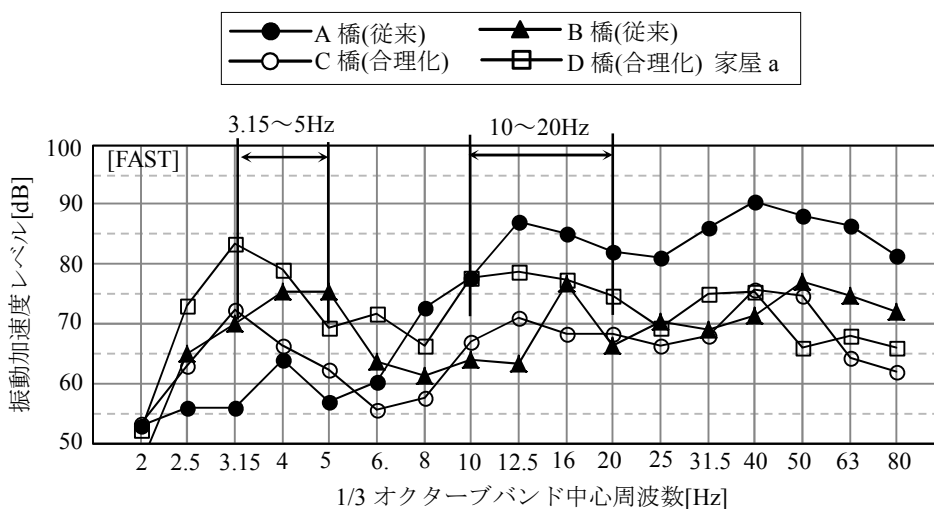


図-3.3.2 周波数特性(橋梁振動)



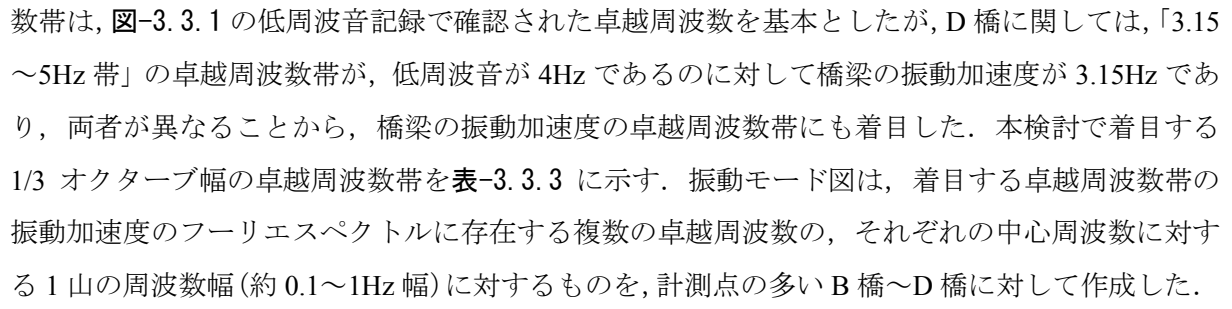
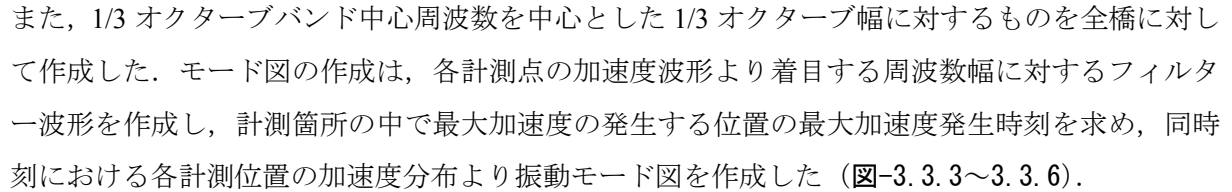
苦情原因となる橋梁振動の発生部位は、卓越周波数帯の橋梁の振動モードを分析することで判断できる。そこで、試験車両走行時における低周波音と同期計測した橋梁の振動加速度記録から1/3 オクターブ幅の卓越周波数帯を抽出し振動モード図を作成した。1/3 オクターブ幅の卓越周波数帯は、-3.3.1の低周波音記録で確認された卓越周波数を基本としたが、D橋に関しては、「3.15～5Hz帯」の卓越周波数帯が、低周波音が4Hzであるのに対して橋梁の振動加速度が3.15Hzであり、両者が異なることから、橋梁の振動加速度の卓越周波数帯にも着目した。本検討で着目する1/3 オクターブ幅の卓越周波数帯を表-3.3.3に示す。振動モード図は、着目する卓越周波数帯の振動加速度のフーリエスペクトルに存在する複数の卓越周波数の、それぞれの中心周波数に対する1山の周波数幅(約0.1～1Hz幅)に対するものを、計測点の多いB橋～D橋に対して作成した。また、1/3 オクターブバンド中心周波数を中心とした1/3 オクターブ幅に対するものを全橋に対して作成した。モード図の作成は、各計測点の加速度波形より着目する周波数幅に対するフィルター波形を作成し、計測箇所の中で最大加速度の発生する位置の最大加速度発生時刻を求め、同時刻における各計測位置の加速度分布より振動モード図を作成した (-3.3.3～3.3.6)。

表-3.3.3 本検討で着目する各橋梁の1/3 オクターブ幅の卓越周波数帯

		3.15～5Hz帯	10～20Hz帯
A橋	従来	4Hz帯	12.5Hz帯
B橋	従来	5Hz帯	16Hz帯
C橋	合理化	3.15Hz帯	12.5Hz帯
D橋	合理化	4.0Hz帯 (3.15Hz帯)	12.5Hz帯

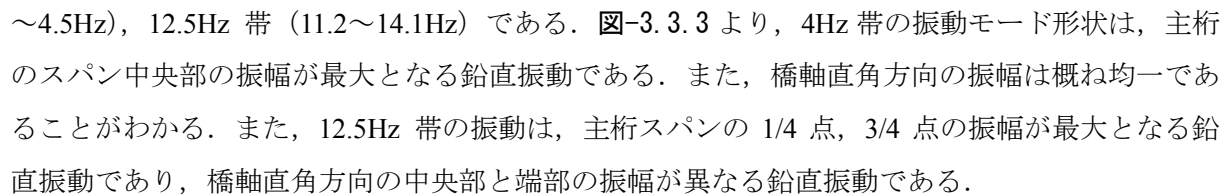
表-3.3.3より、A橋の「3.15～5Hz帯」、「10～20Hz帯」のピーク周波数はそれぞれ4Hz帯(3.5～4.5Hz)、12.5Hz帯(11.2～14.1Hz)である。-3.3.3より、4Hz帯の振動モード形状は、主桁のスパン中央部の振幅が最大となる鉛直振動である。また、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、12.5Hz帯の振動は、主桁スパンの1/4点、3/4点の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の中央部と端部の振幅が異なる鉛直振動である。

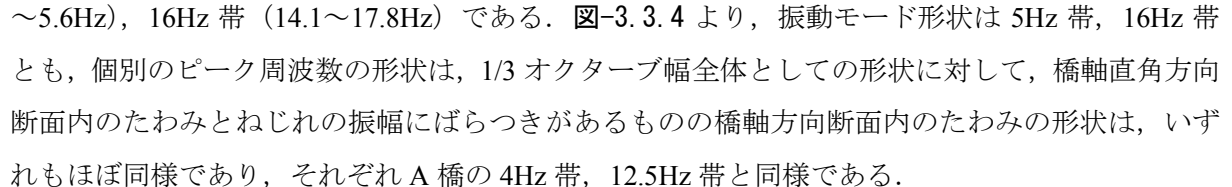
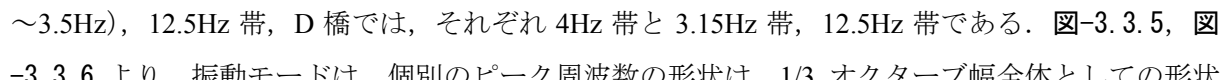
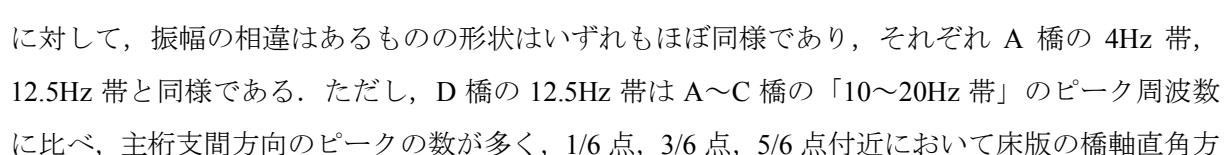
表-3.3.3より、B橋の「3.15～5Hz帯」、「10～20Hz帯」のピーク周波数はそれぞれ5Hz帯(4.5～5.6Hz)、16Hz帯(14.1～17.8Hz)である。-3.3.4より、振動モード形状は5Hz帯、16Hz帯とも、個別のピーク周波数の形状は、1/3 オクターブ幅全体としての形状に対して、橋軸直角方向断面内のたわみとねじれの振幅にばらつきがあるものの橋軸方向断面内のたわみの形状は、いずれもほぼ同様であり、それぞれA橋の4Hz帯、12.5Hz帯と同様である。

表-3.3.3より、C橋の「3.15～5Hz帯」、「10～20Hz帯」のピーク周波数はそれぞれ3.15Hz帯(2.8～3.5Hz)、12.5Hz帯、D橋では、それぞれ4Hz帯と3.15Hz帯、12.5Hz帯である。-3.3.5、-3.3.6より、振動モードは、個別のピーク周波数の形状は、1/3 オクターブ幅全体としての形状に対して、振幅の相違はあるものの形状はいずれもほぼ同様であり、それぞれA橋の4Hz帯、12.5Hz帯と同様である。ただし、D橋の12.5Hz帯はA～C橋の「10～20Hz帯」のピーク周波数に比べ、主桁支間方向のピークの数が多く、1/6点、3/6点、5/6点付近において床版の橋軸直角方

向の中央部の振幅が最大となる鉛直振動である。また、主桁間隔の狭い従来の構造（図-3.3.3，図-3.3.4）は、床版と主桁により形成された1枚の版の中央がたわむ形状であるが、合理化構造（図-3.3.5，図-3.3.6）は、両主桁間の床版がたわむ形状であると予想される。

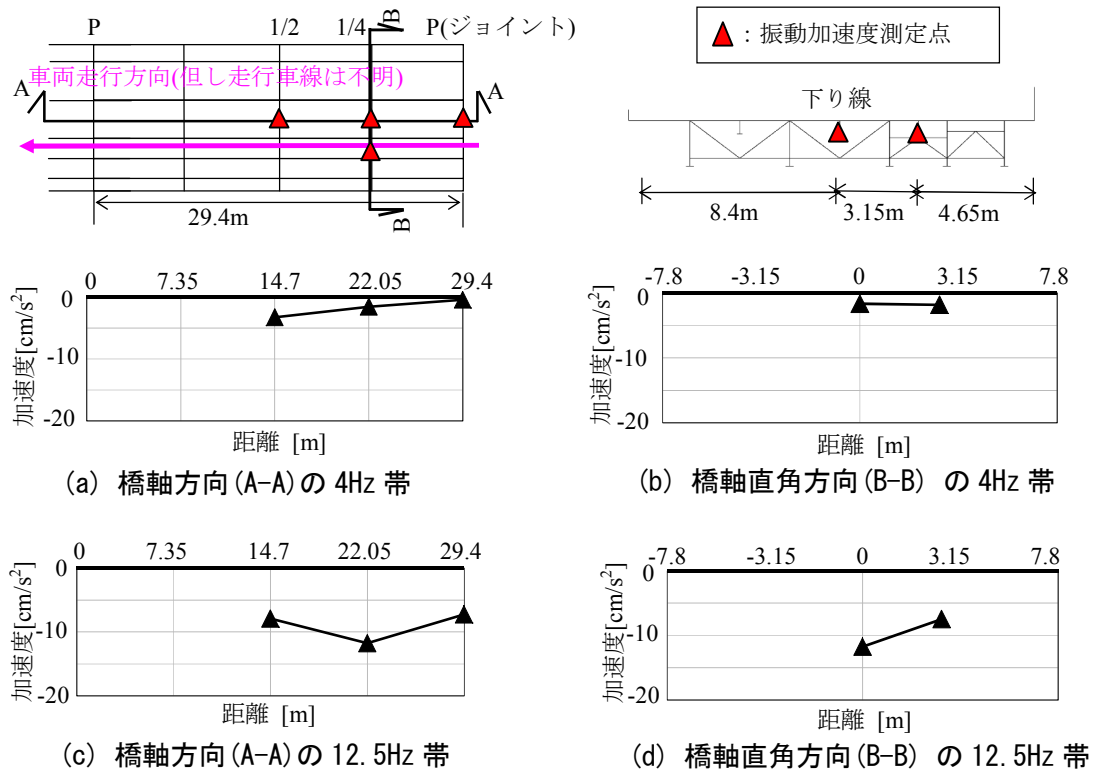


図-3.3.3 A橋（従来の構造）の振動モード

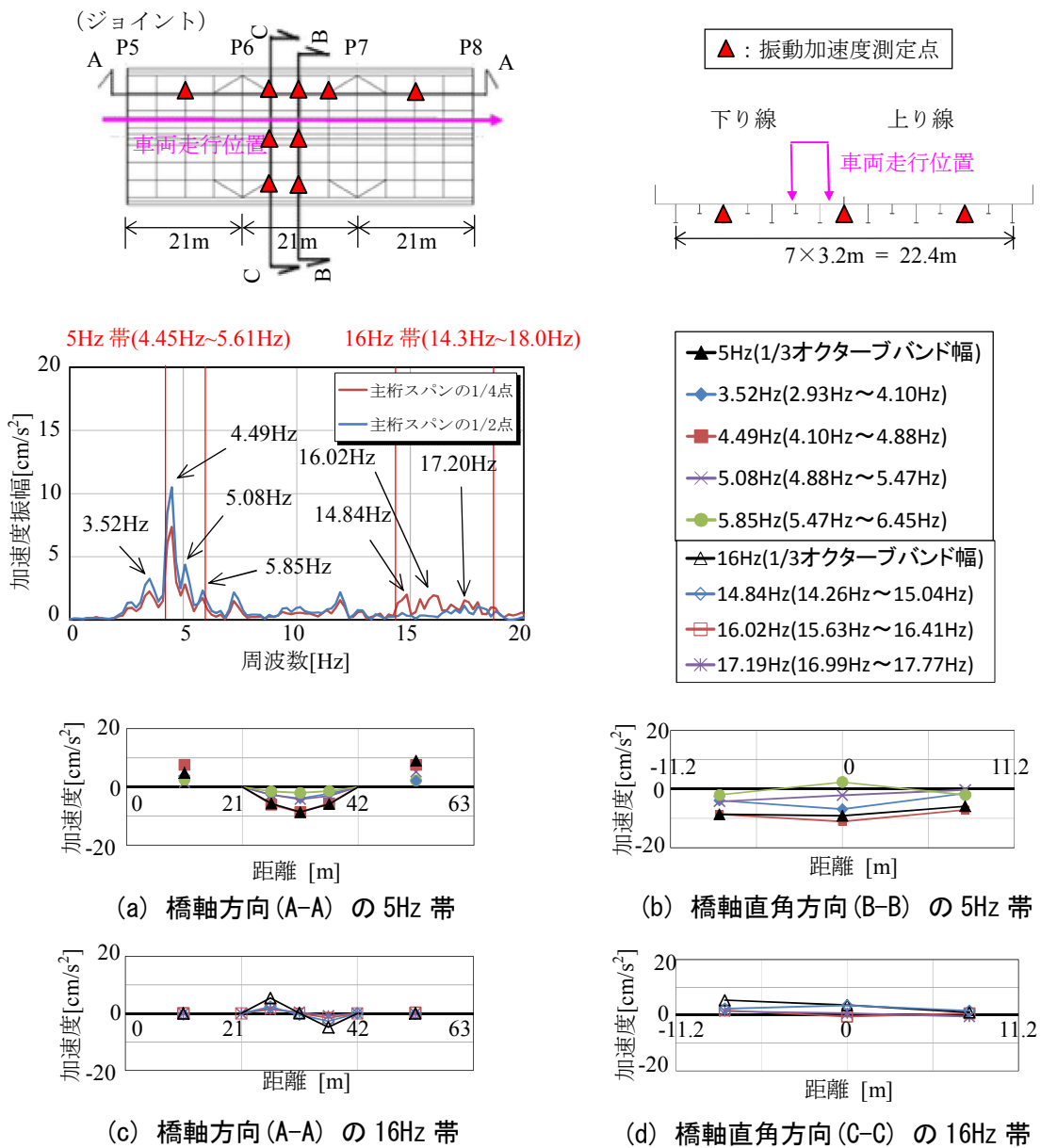


図-3.3.4 B橋(従来の構造)の振動モード

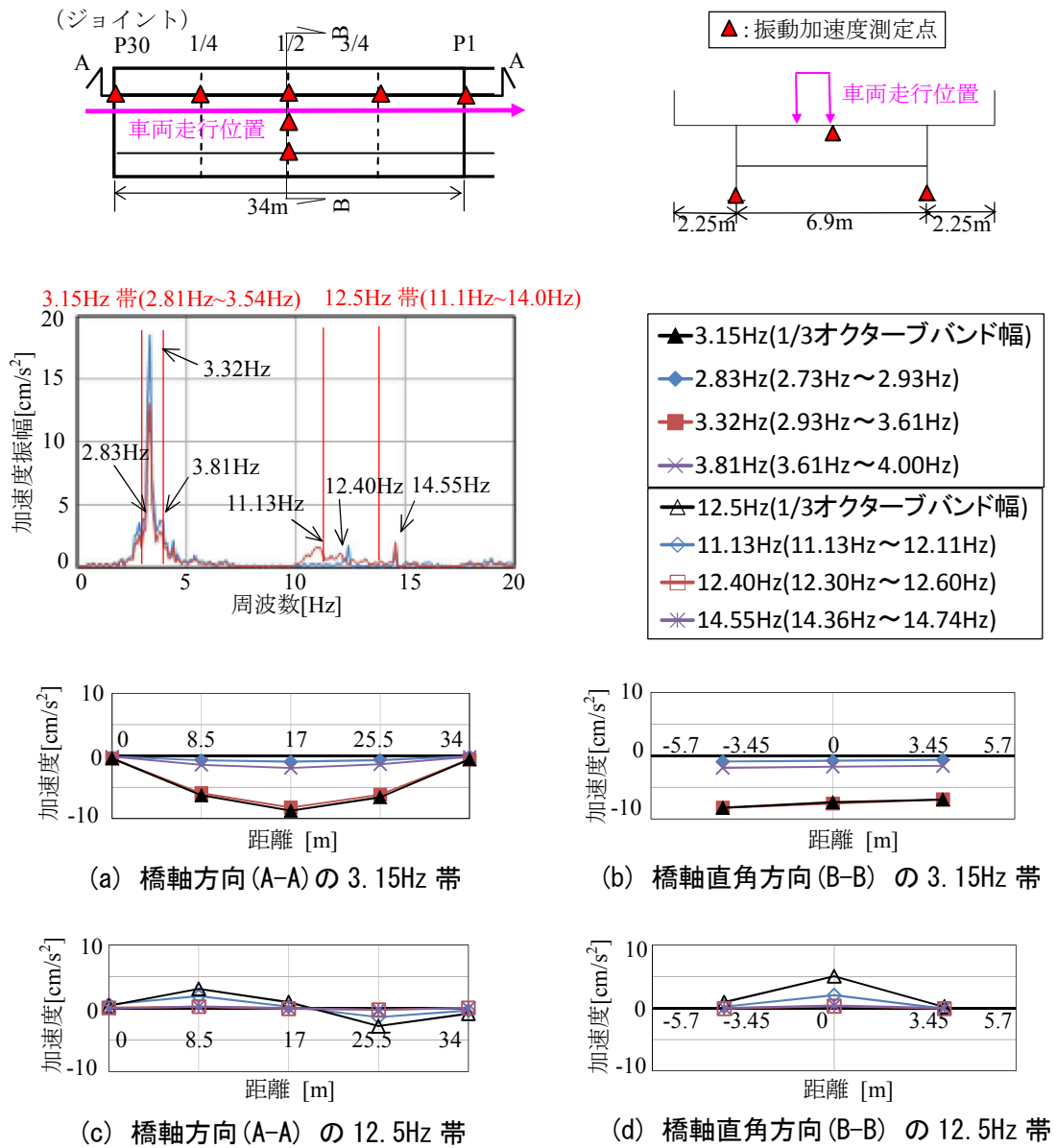
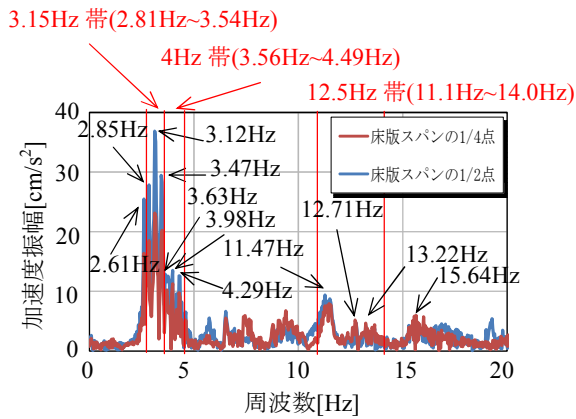
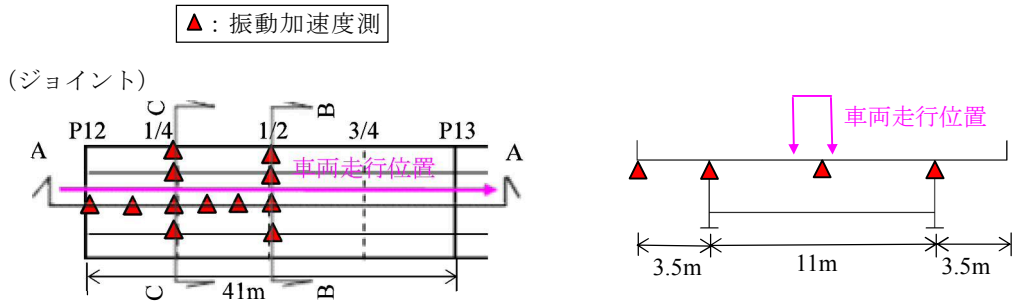
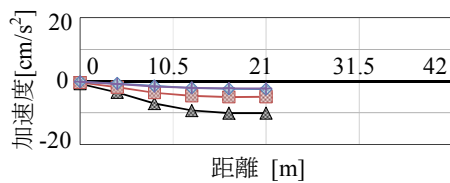


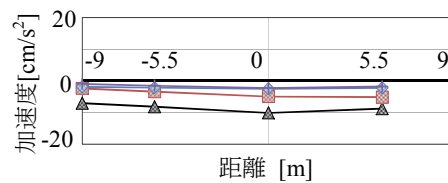
図-3.3.5 C橋(合理化構造)の振動モード



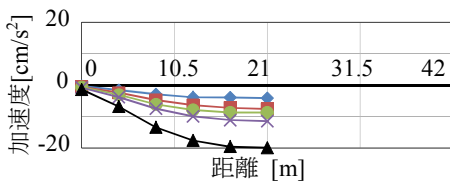
▲ 4Hz(1/3オクターブバンド幅)
◆ 3.63Hz(3.59Hz~3.71Hz)
■ 3.98Hz(3.71Hz~4.02Hz)
▲ 4.29Hz(4.25Hz~4.37Hz)
▲ 3.15Hz(1/3オクターブバンド幅)
◆ 2.61Hz(2.42Hz~2.65Hz)
■ 2.85Hz(2.65Hz~2.96Hz)
× 3.12Hz(2.96Hz~3.32Hz)
● 3.47Hz(3.32Hz~3.59Hz)
▲ 12.5Hz(1/3オクターブバンド幅)
◆ 11.47Hz(10.92Hz~11.82Hz)
■ 12.71Hz(12.52Hz~12.87Hz)
× 13.221Hz(13.18Hz~13.49Hz)
○ 15.64Hz(15.09Hz~15.76Hz)



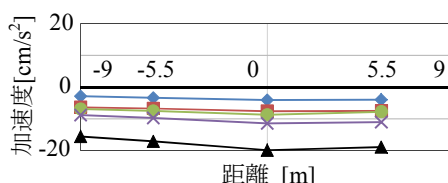
(a) 橋軸方向(A-A)の4Hz帯



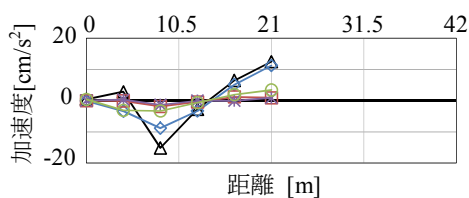
(b) 橋軸直角方向(B-B)の4Hz帯



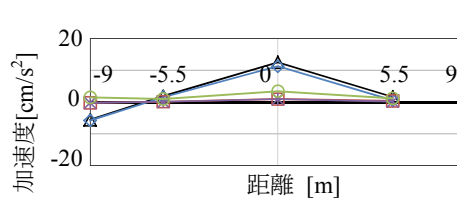
(c) 橋軸方向(A-A)の3.15Hz帯



(d) 橋軸直角方向(B-B)の3.15Hz帯



(e) 橋軸方向(A-A)の12.5Hz帯



(f) 橋軸直角方向(C-C)の12.5Hz帯

図-3.3.6 D橋(合理化構造)の振動モード

4 橋の「3.15～5Hz 帯」, 「10～20Hz 帯」のピーク周波数の振動モード形状の確認ができた。また, ピーク周波数付近の 1/3 オクターブ幅内のモード形状は橋軸直角方向断面内のねじれのばらつき以外はほぼ同一であり, ピーク周波数を含む 1/3 オクターブ幅で整理しても特徴を捉えられることが確認できた。このため, 後述の検討は, 1/3 オクターブバンドの周波数帯を考慮して実施した。

以上で確認した振動モードと低周波音の関連を定量的に評価するため, 橋梁近傍の測定点の計測データのある B～D 橋について, 橋梁近傍の測定点の低周波音と橋梁の振動モードのピーク位置の振動加速度の相関を確認した。ここで, 相関は, 両記録に対して 1/3 オクターブバンド周波数分析(時定数 1.0 秒(SLOW))を 0.1 秒刻みで実施し, 確認した。横軸を時刻として両者を比較した図と, 振動加速度と低周波音を縦・横軸として相関を取った図を図-3.3.7～図-3.3.9 に示す。

この結果, B 橋に関しては, 「3.15～5Hz 帯」と, 「10～20Hz 帯」のそれぞれのピーク周波数である 5Hz 帯, 16Hz 帯では, 橋梁近傍の測定点の低周波音は, 橋梁のスパン中央ならびに 1/4 点の振動加速度の同一周波数成分とレベル値の増減傾向が似ている。また, 両者の相関は 0.75 程度以上であり, 相関があることが確認された。

また, C 橋に関しては, 「3.15～5Hz 帯」のピーク周波数である 3.15Hz 帯では, スパン中央の橋梁近傍の測定点の低周波音と橋梁のスパン中央および 1/4 点の振動加速度とはレベル値の増減傾向が似ている。また, 両者の相関は 0.7 程度であり相関がある。また, 「10～20Hz 帯」のピーク周波数である 12.5Hz 帯では, 橋脚位置の橋梁近傍の測定点の低周波音と橋梁のスパン 1/4 点の振動加速度は, レベル値の増減傾向が似ている。また, 両者の相関は 0.6 程度であり相関がある。ただし, スパン中央の橋梁近傍の測定点の 12.5Hz 帯と P1 橋脚位置の橋梁近傍の測定点の 3.15Hz 帯の低周波音と, 橋梁の振動加速度の相関は低い。これは, ピーク位置が直近にないことと, 複数地点からの位相のずれた音圧の合成による相殺現象が生じていることが考えられる。

D 橋に関しては, 乗り入れ側の端部の径間に着目して検討を行った。この結果, 「3.15～5Hz 帯」と, 「10～20Hz 帯」のそれぞれのピーク周波数である 4Hz 帯, 12.5Hz 帯において, 橋梁近傍の測定点の低周波音と, 橋梁のスパン中央ならびに 1/6 点に近い 1/4 点の振動加速度とレベル値の増減傾向が似ており, 両者の相関はいずれも 0.6 程度および, 0.8 程度であり相関があることが確認された。

以上より, 「3.15～5Hz 帯」と, 「10～20Hz 帯」の橋梁近傍の測定点の低周波音は, いずれも橋梁の対象周波数の振動モードのピーク位置の振動加速度と 10dB 程度のばらつきはあるものの相関関係にあることから, これらの橋梁振動が低周波音の発生要因の一つであると考えられる。

ここで, 上記よりも周波数の高い 31.5Hz 帯に着目した結果を図-3.3.10 に示す。D 橋の P14 と P15 の中央の橋梁近傍の測定点の低周波音と橋梁のスパン中央の振動加速度とを比較したものである。12.5Hz 帯よりも低い周波数では 0.7 程度の相関が確認されているが, 31.5Hz 帯では車両の振動に伴い音圧が増減するものの, 音圧波形は振動波形に比べピークが平滑化されており相関は 0.2～0.3 と低い。これは, 高い周波数では複数のピークが計測位置付近に存在することとなり, こ

これらの音圧が直接あるいは反射して作用することで音圧の合成による平滑化が生じていることが予想される。これより、相関の高い記録においても相関図に 10dB 程度のばらつきがあるのは、前後の径間等の複数箇所から直接あるいは反射して作用する音圧の合成の影響が要因の一つと予想される。さらに、隣接橋梁、平面道路等からの音圧の影響が考えられる。

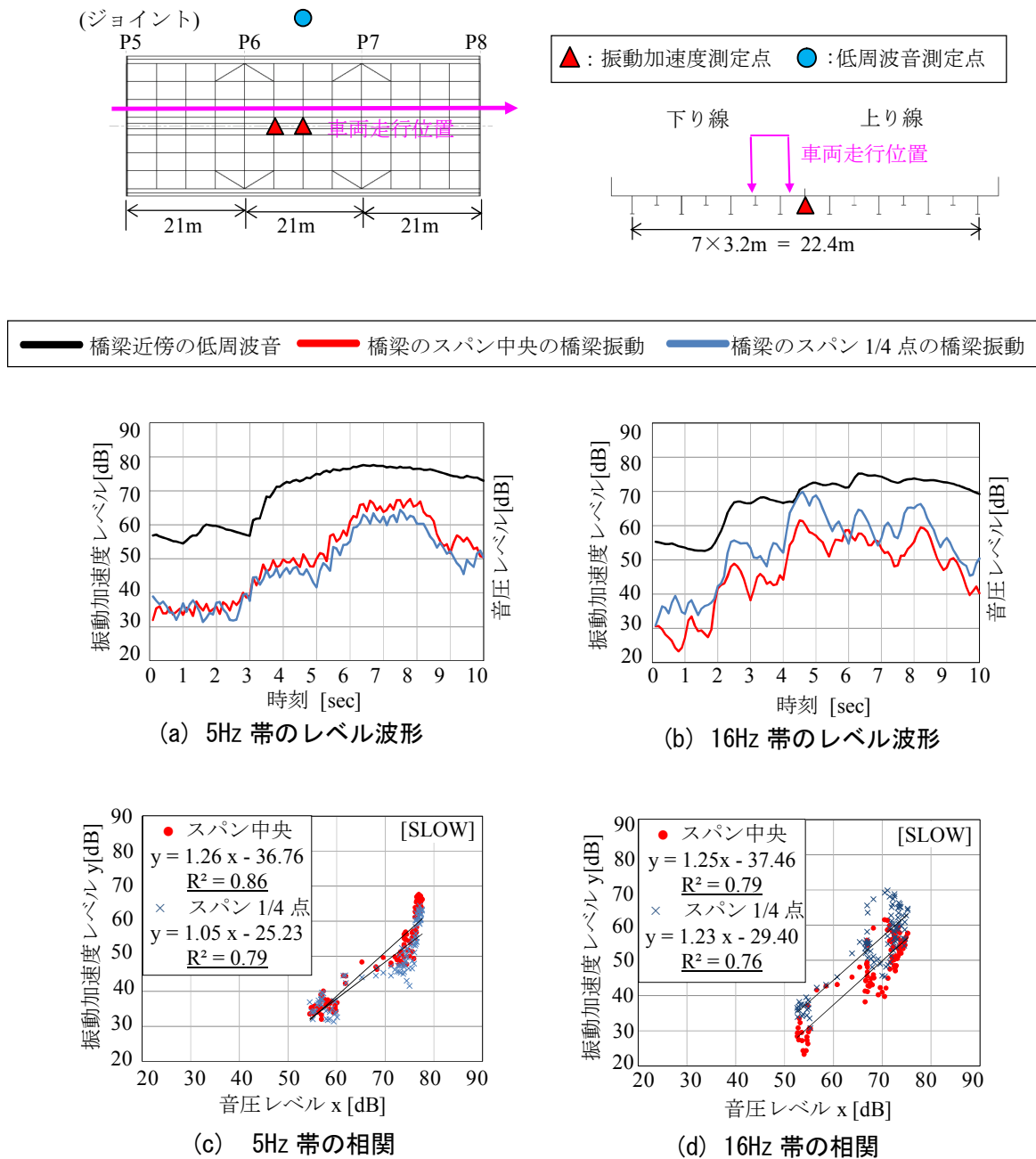


図-3.3.7 B 橋の低周波音と振動加速度記録の相関

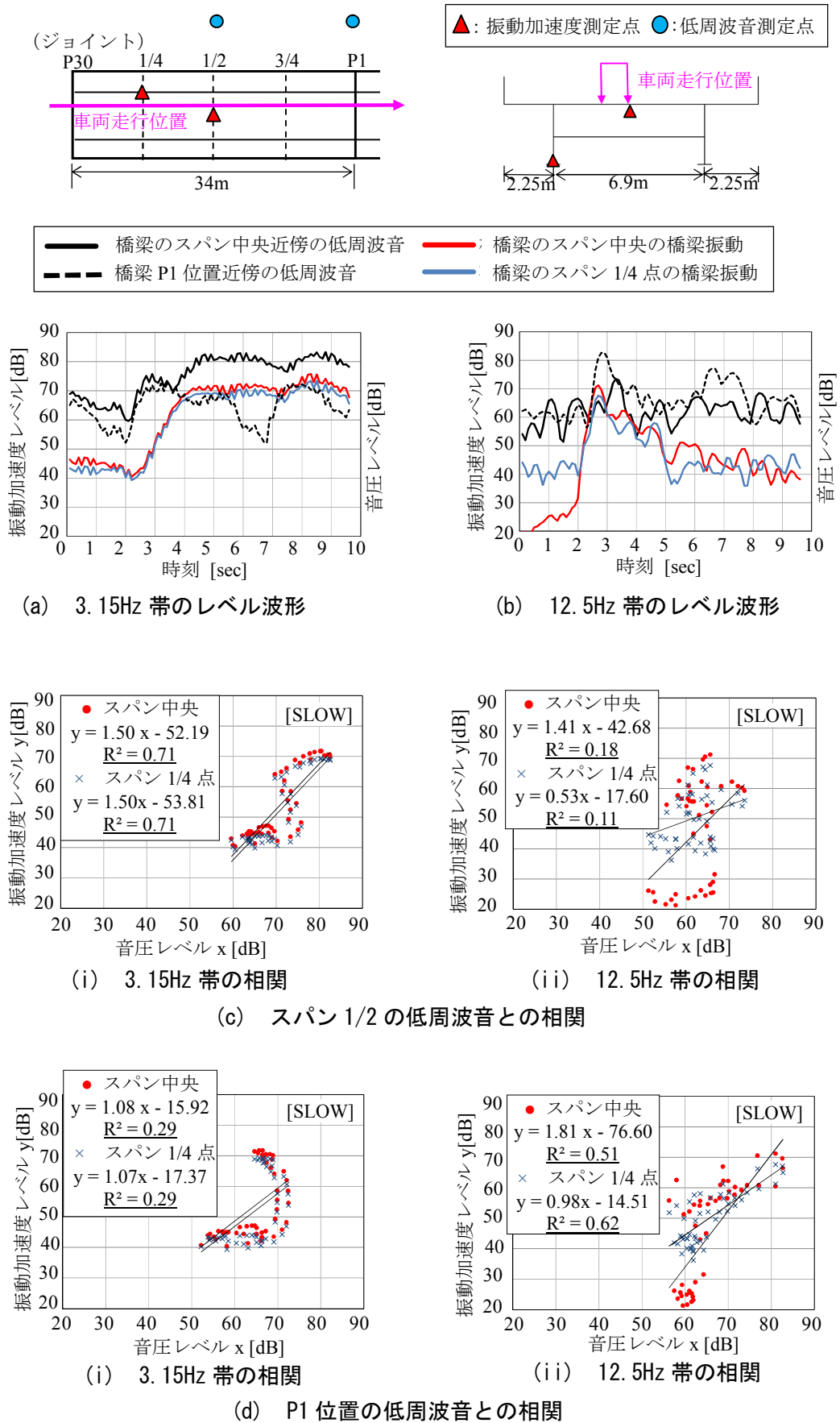
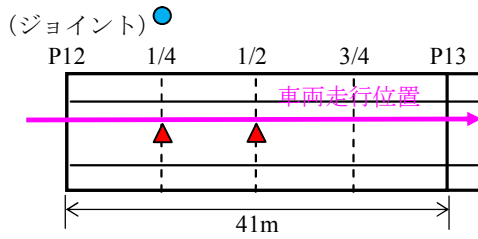
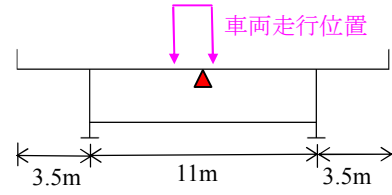


図-3.3.8 C 橋の低周波音と振動加速度記録の相関

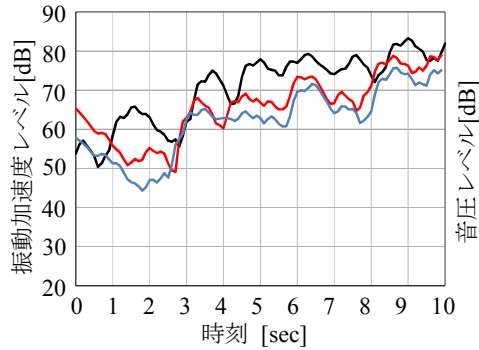




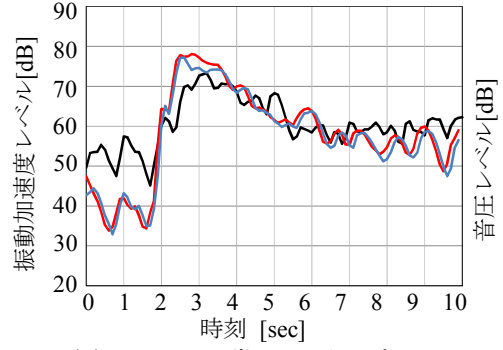
▲: 振動加速度測定点 ●: 低周波音測定点



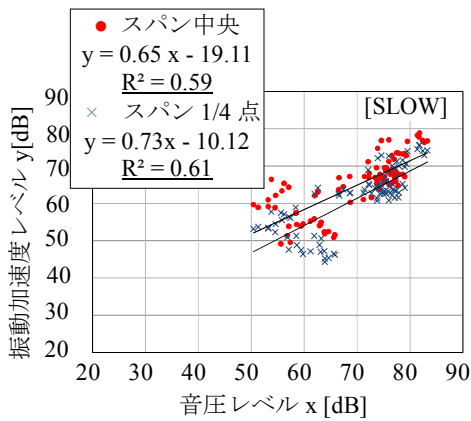
— 橋梁近傍の低周波音 — 橋梁のスパン中央の橋梁振動 — 橋梁のスパン 1/4 点の橋梁振動



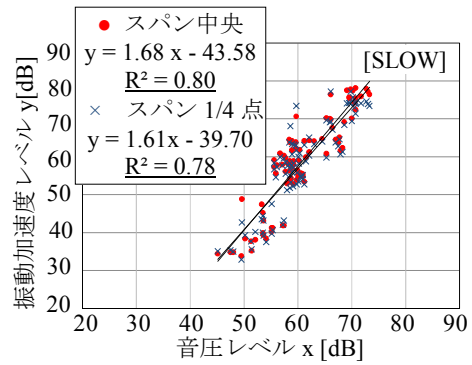
(a) 4Hz 帯のレベル波形



(b) 12.5Hz 帯のレベル波形



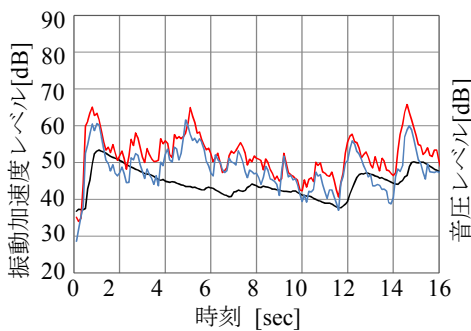
(c) 4Hz 帯の相関



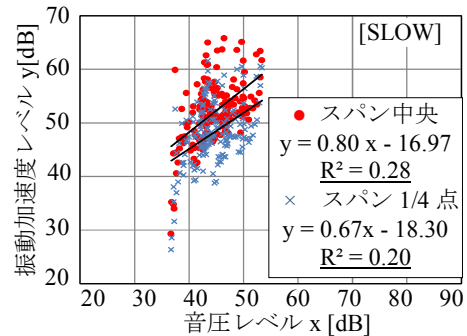
(d) 12.5Hz 帯の相関

図-3.3.9 D 橋の低周波音と振動加速度記録の相関

— 橋梁近傍の低周波音 — 橋梁のスパン中央の橋梁振動 — 橋梁のスパン 1/4 点の橋梁振動



(a) 31.5Hz 帯のレベル波形



(b) 31.5Hz 帯の相関

図-3.3.10 D 橋の P14~P15 の低周波音と振動加速度記録の相関

### 3.3.4 低周波音の発生タイミング

車両の走行位置と、橋梁振動、低周波音の発生状況の関係を、車両と橋梁の振動加速度と低周波音の計測記録の波形分析により確認した。走行車両は、前掲と同一の試験車両である。

図-3.3.11 に A 橋での計測位置と車両走行位置ならびに、橋梁の振動加速度記録に対する 1/3 オクターブバンド周波数分析（時定数 1.0 秒（SLOW））のレベル値の経時変化のコンター図、着目周波数帯における 1/3 オクターブバンドフィルター波形を示す。コンター図より、スパン中央と 1/4 点の両計測地点とも、「10～20Hz 帯」の応答は、「ジョイント通過直後」の約 1 径間通過中に大きくなり、その後低下する。「3.15～5Hz 帯」の応答は、第 1 径間を通過中に大きくなり、車両が橋梁上を通過中は継続することがわかる。また、フィルター波形からも同じことが確認できる。

図-3.3.12 に B 橋に関する同様の図を試験車両の振動加速度も合わせて示す。これより、B 橋に関しては「10～20Hz 帯」の「ジョイント通過直後」のピークが明確に見られなかった。これに関しては、後掲（図-3.4.11(a)）の路面凹凸よりジョイント部の路面凹凸が平坦なことがその原因と予想される。「3.15～5Hz 帯」の応答は、A 橋と同様に、第 1 径間を通過中に大きくなり、車両が橋梁上を通過中は継続することがわかる。

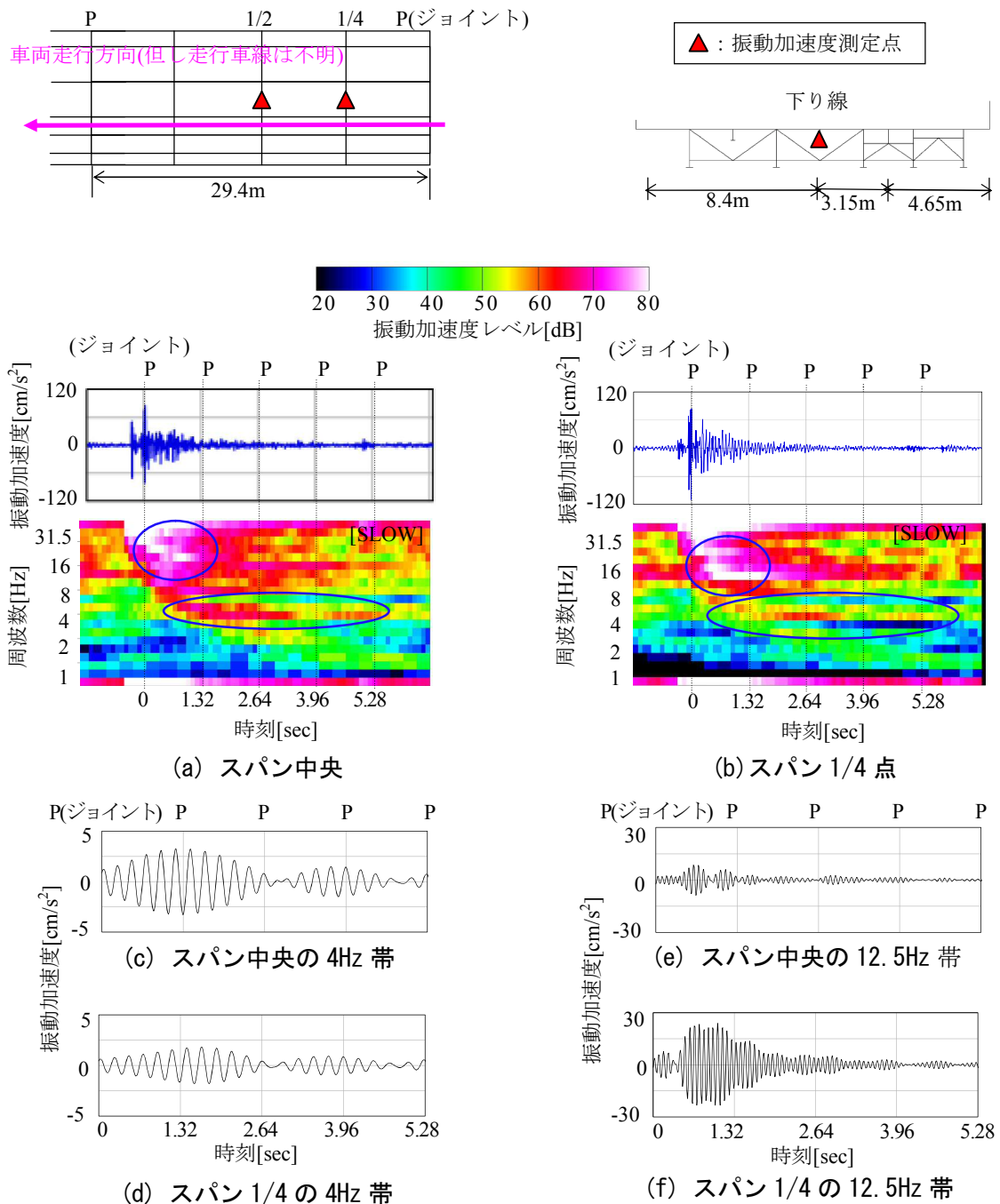
図-3.3.13 に C 橋に関する同様の図を試験車両の振動加速度も合わせて示す。これより、C 橋に関しては A 橋と同様に、「10～20Hz 帯」の応答は、「ジョイント通過直後」の約 1 径間通過中に大きくなり、その後低下すること、「3.15～5Hz 帯」の応答は、第 1 径間を通過中に大きくなり、車両が橋梁上を通過中は継続することがわかる。また、「10～20Hz 帯」の「ジョイント通過直後」の増幅は、車両の振動においてより早い時刻より見られる。

ここで、ジョイント部には図-3.3.14 の路面凹凸があることから、ジョイント通過直後の「10～20Hz 帯」の振動は、ジョイント部の路面凹凸上を車両が通過することで車両の「10～20Hz 帯」の振動が励起されるためと考えられる。また、橋梁の「10～20Hz 帯」の振動が車両よりも遅れて生じるのは、ジョイント部で振動を励起された車両が橋梁の「10～20Hz 帯」の振動のピーク位置を通過することで橋梁の振動が励起されるためと考えられる。なお、橋梁の 1/4 点の 12.5Hz 帯の振幅が 1/2 点の振幅よりも小さいのは、1/4 点の測点が主桁上にあるためと考えられる。

図-3.3.15 に D 橋に関する同様の図を示す。これより、D 橋に関しても C 橋と同様の傾向が確認できる。なお、D 橋の 4Hz 帯の応答が、第 2 径間の後半以降を通過中に大きくなっているのは、車両振動も同様であることから、4Hz 帯の路面凹凸の振幅が第 2 径間の後半以降で大きくなっているためと予想される。

ここで、車両の振動加速度波形に着目すると、B 橋、C 橋、D 橋の前後輪とも、3.15Hz～5Hz 帯と、12.5～16Hz 帯に振幅の大小の相違はあるものの継続的な増幅が見られるが、ジョイント部の路面凹凸が平坦な B 橋以外では、12.5Hz 帯に「ジョイント通過直後」の約 1 径間通過中に大きな増幅が見られる。また、既往の大型車両に関する調査分析結果<sup>6)</sup>によれば、「3.15～5Hz 帯」の橋梁振動を増幅させる車両の振動は主に車軸の上のばね特性に依存し、「10～20Hz 帯」の橋梁振動を増幅させる車両の振動は主に車軸の下のタイヤのばね特性に依存するものとされており、本

検討で用いた車両の車軸の下の卓越周波数は、前掲の表-3.3.2のとおり 10~12.5Hz であることが確認されている。さらに、橋梁振動と低周波音にも車両振動と同様の増幅傾向が見られる。このことより、「3.15~5Hz 帯」の橋梁振動と低周波音は、路面凹凸による車両の共振現象が橋梁を通過中に継続的に生じることで橋梁の「3.15~5Hz 帯」の振動モードが共振することが原因と考えられる。また、「10~20Hz 帯」の橋梁振動は、ジョイント前後の路面凹凸による車両の共振現象により橋梁の「10~20Hz 帯」の振動モードが共振する影響が特に大きく、さらに、橋梁通過中の路面凹凸による車両の共振現象も同様に橋梁振動の原因となり得るものと考えられる。



※橋梁との位置関係は走行速度を 80km/h として想定

図-3.3.11 A 橋の周波数毎の振動加速度の経時変化

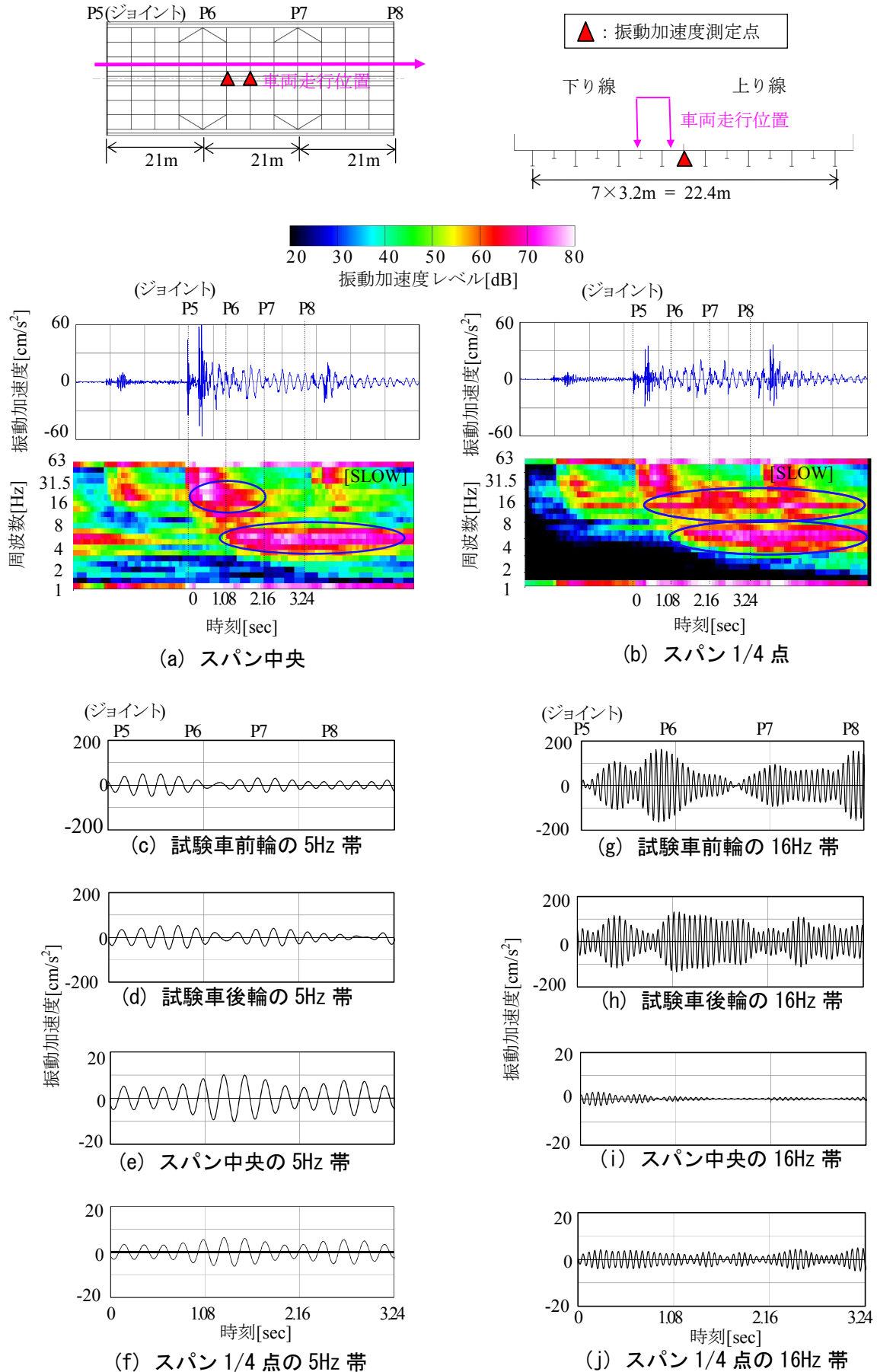


図-3.3.12 B橋の周波数毎の振動加速度の経時変化

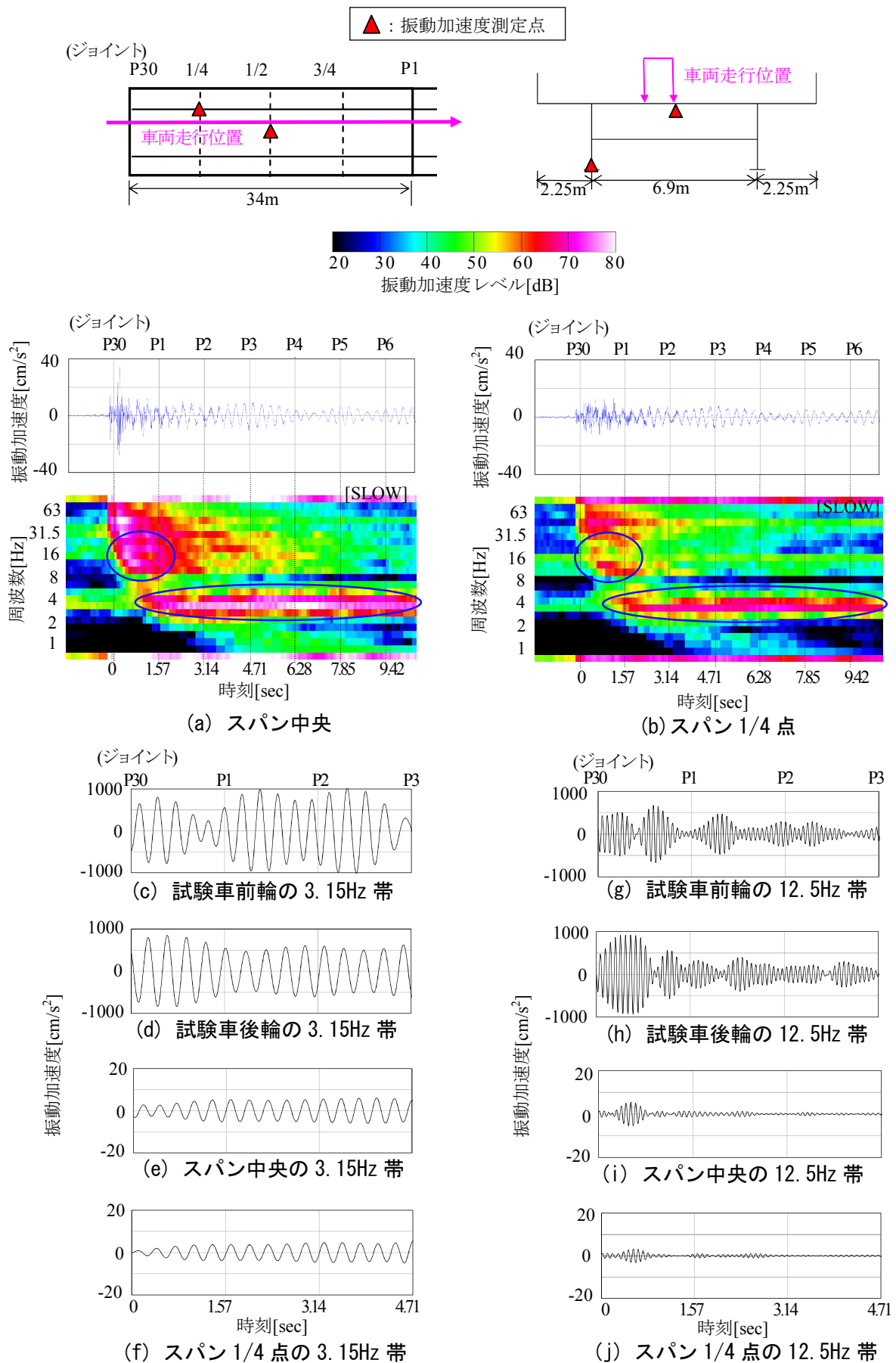


図-3.3.13 C橋の周波数毎の振動加速度の経時変化

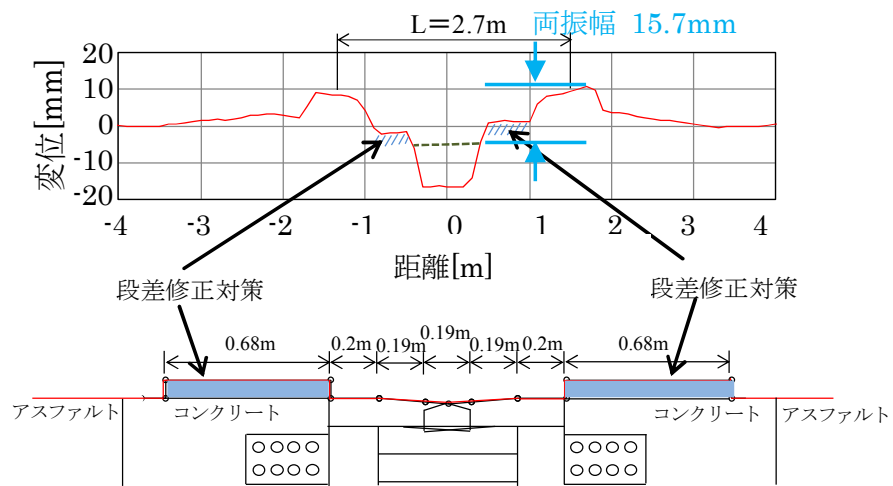


図-3.3.14 C橋のジョイント前後の路面凹凸

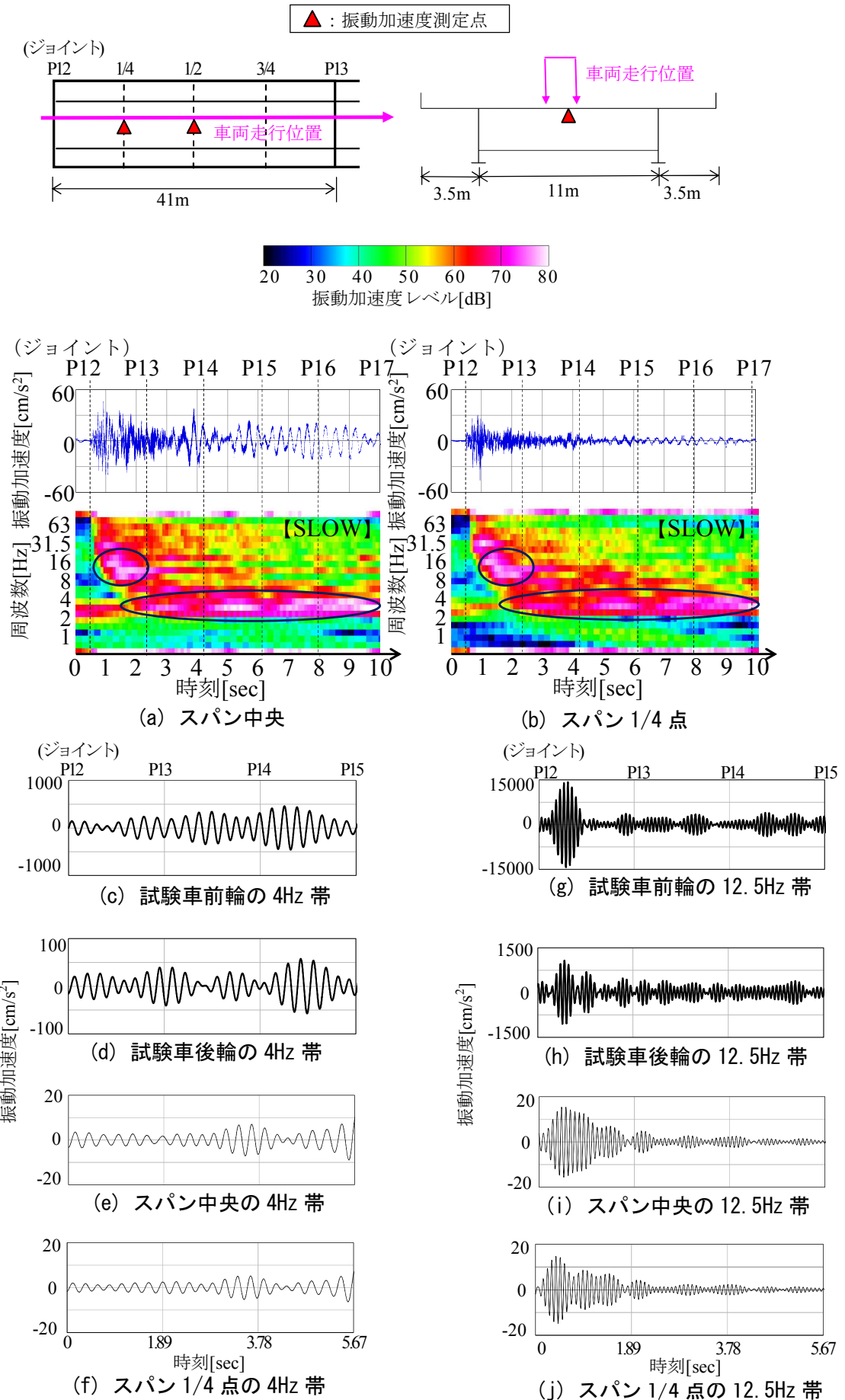


図-3.3.15 D橋の周波数毎の振動加速度の経時変化



### 3.4 解析モデルを用いた分析と評価

#### 3.4.1 解析モデルと解析方法

橋梁の解析モデルを作成し、固有振動解析を行うことで、苦情原因となる振動モードを推定した。橋梁の解析モデルでは、床版と桁はシェル要素、横構、対傾構、補剛リブ等は梁要素、支承はばね要素によりモデル化した。舗装は質量のみを考慮し、下部構造は、上部構造の振動特性の分析において影響が小さいと判断し、モデル化を省略した。解析対象は、従来の構造であるB橋と、合理化構造で主桁間隔の異なるC橋とD橋とした。図-3.4.1～図-3.4.2に各橋梁の解析モデルを示す。モデルの分割は、橋軸方向に関しては、1径間当たり8分割程度（B橋，C橋）～15分割（D橋）、橋軸直角方向は全幅を10～20分割程度（B～D橋）とした。着目する周波数の上限である20Hz程度までの振動モード形状あるいは、橋軸方向に対しては1径間当たり1～1.5波長程度、橋軸直角方向に対しては0.5波長程度となることから十分に密な分割である。なお、モデルの妥当性は、後述の動的相互作用解析と疑似応答解析による車両走行解析により、着目周波数帯のフィルター波形と振動モード図を算定し、これを計測記録と対比することで確認している。

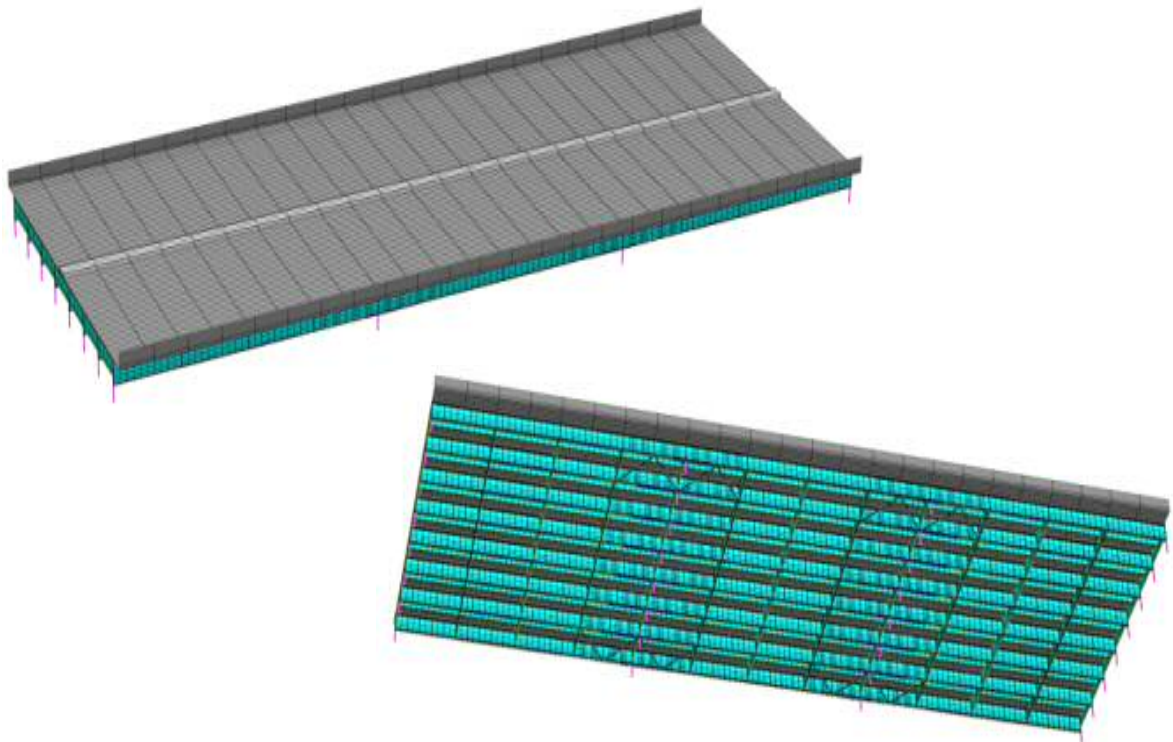


図-3.4.1 B橋の解析モデル



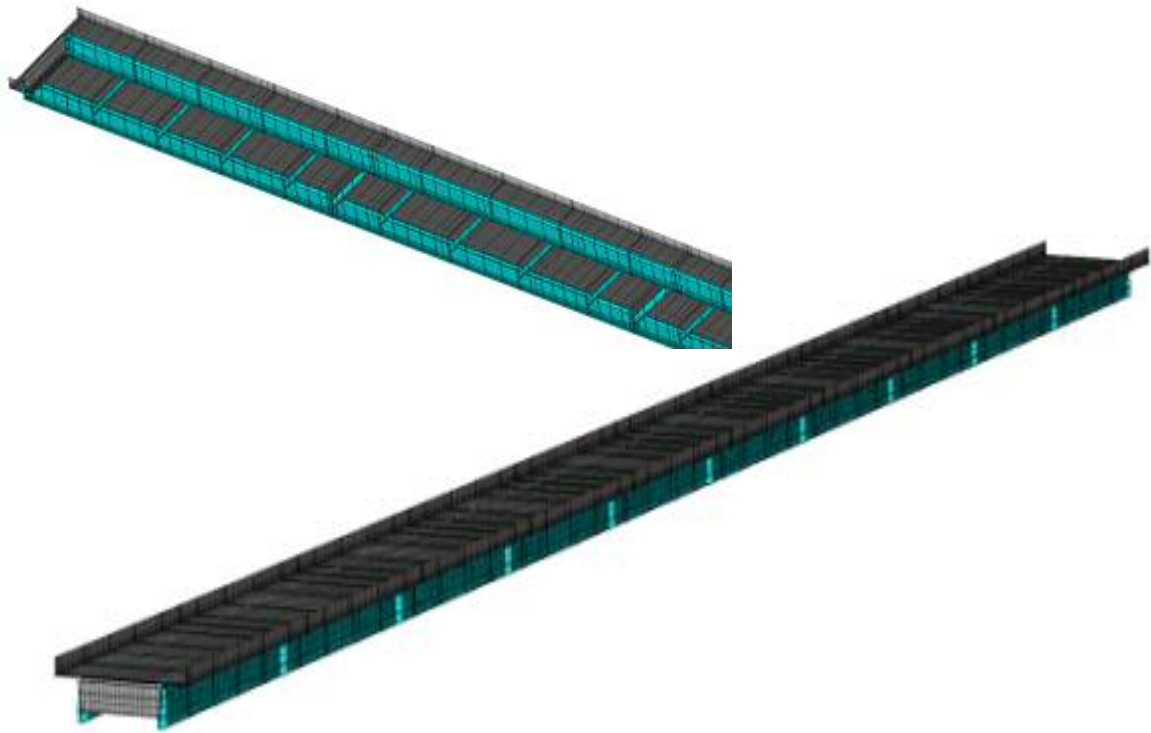


図-3.4.2 C橋の解析モデル

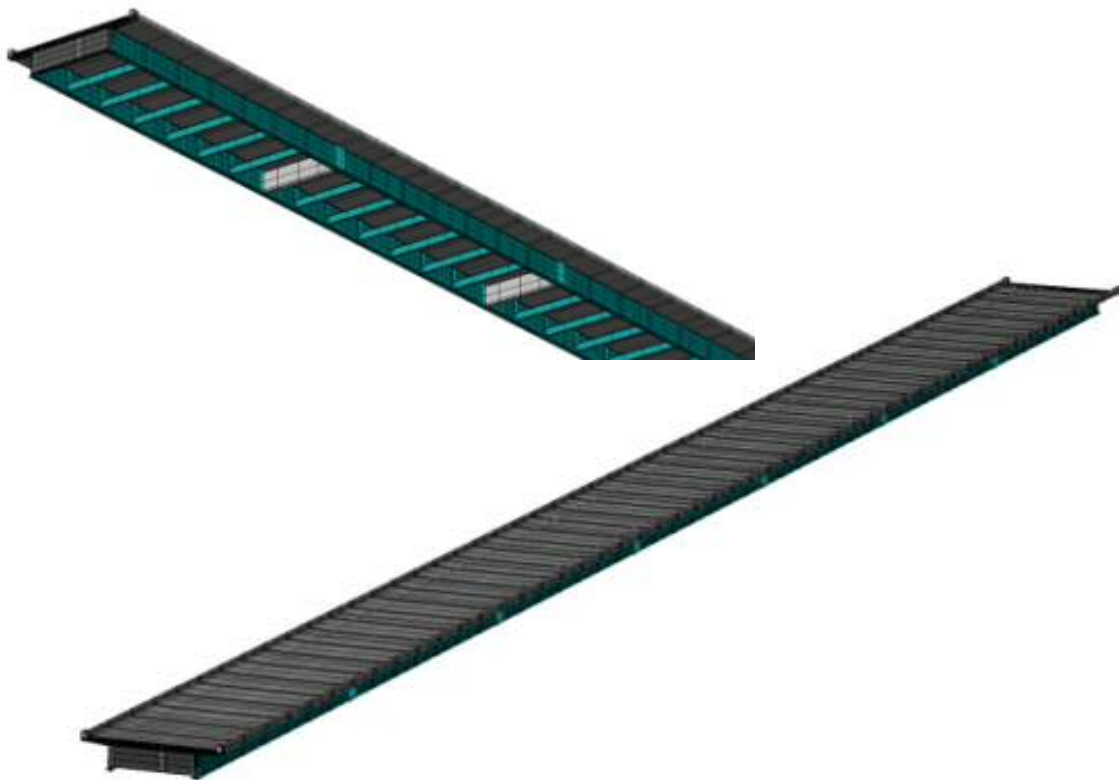


図-3.4.3 D橋の解析モデル

### 3.4.2 固有振動解析

解析の結果、B橋の「3.15～5Hz帯」のピーク周波数である5Hz帯の振動は、図-3.4.4(a)，(b)に示すとおり、主桁の支間の中央がピークとなる鉛直振動(4.4Hz)に、ねじり振動(5.0Hz)が合成された振動である。また、「10～20Hz帯」のピーク周波数である16Hz帯の振動は、図-3.4.4(d)に示すとおり、主桁の支間に上下方向の異なる凹凸が合計2箇所現れるもの(16.8Hz)であり、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動モードであり、図化は省略したが、5Hz帯と同様これにねじり振動が合成される。なお、両周波数の中間の8Hz帯に、各径間の中央がピークとなり同位相で振動するモードがある(図-3.4.4(c))。

C橋の「3.15～5Hz帯」のピーク周波数である3.15Hz帯の振動は、図-3.4.5(a)に示すとおり、B橋と同様に、主桁の支間の中央がピークとなる鉛直振動(3.2Hz)である。B橋との違いは、主桁に対する床版中央の鉛直変位が大きい点であり、合理化構造特有の振動モードと言えよう。また、「10～20Hz帯」のピーク周波数である12.5Hz帯の振動は、図-3.4.5(e)に示すとおり、主桁の支間に上下方向の異なる凹凸が交互に2箇所程度現れるもの(11.4Hz)であり、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動である。なお、両振動モードとも前後にねじり振動モード(図-3.4.5(b)，(d)，(f))があり、また中間に各径間の中央がピークとなり同位相で振動するモード(図-3.4.5(c))がある。

D橋の「3.15～5Hz帯」のピーク周波数である4Hz帯と3.15Hz帯の振動は、図-3.4.6(c)，(a)に示すとおり、B橋と同様に、主桁の支間の中央がピークとなる鉛直振動(4.3Hz，3.0Hz)である。主桁に対する床版中央の鉛直変位がC橋よりも顕著に見られるのは、主桁間隔が広いことが要因と考えられる。前者は隣接径間の振動が同位相で、後者は逆位相である。ここで、前掲の図-3.3.2と図-3.3.1で、後者の方が橋梁の振動加速度が大きいにも係らず、前者の方が家屋位置の低周波音が大きいのは、隣接径間の音圧が、前者の周波数帯では同位相で発生し、後者の周波数帯では逆位相で発生することが要因の一つと考えられる。家屋には、近傍の複数径間から上記の位相ずれと伝搬距離の違いによる位相ずれを伴った音圧が伝搬し合成されるため、家屋位置によっては前者の音圧が大きくなったものと考えられる。また、「10～20Hz帯」のピーク周波数である12.5Hz帯(12.6Hz)の振動は、図-3.4.6(g)に示すとおり、主桁の支間に上下方向の異なる凹凸が交互に3～4箇所程度現れるものであり、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動である。なお、両振動モードとも前後にねじり振動のモード(図-3.4.6(b)，(d)，(f)，(g))があり、また、中間に床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動が主桁支間に2箇所現れる振動モード(図-3.4.6(e))がある。

以上より、いずれの橋梁とも、鉛直1次モードの振動と呼ばれる「3.15～5Hz帯」の振動モードは、主桁の支間の中央がピークとなる振動であること、また、鉛直2次モードの振動と呼ばれる「10～20Hz帯」の振動モードは、主桁の支間に上下反転した複数個の凹凸が現れ、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動モードであることが確かめられた。また、卓越周波数は計測値と概ね合致していることが確認できた(表-3.4.1)。

なお、鉛直2次モードの振動と呼ばれる「10～20Hz帯」の振動モードは、車両のばね下振動に

---

より励起される高次の鉛直振動であり，固有振動解析における鉛直振動の次数としては図-3.4.4～図-3.4.6に示すとおり，B橋，C橋，D橋でそれぞれ3次，3次，4次である。

ここで，本研究では，橋梁の上部構造の鉛直振動が低周波音に影響を及ぼすものと考え，前述のとおり，上部構造の鉛直振動に着目して検討を実施している．このため，ここでは，鉛直振動と共に発生する主桁の水平振動が低周波音に及ぼす影響を把握するための検討を行った．

B橋からD橋の「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」の卓越周波数における床版の鉛直振動と主桁の水平振動の対比を行った．床版の鉛直振動のモード振幅最大位置付近の床版と主桁の鉛直方向と水平方向のモード振幅を図-3.4.7～図-3.4.9に示す．また，床版の鉛直振動のモード振幅のピーク値に対する主桁の水平方向のモード振幅の比率を，図-3.4.10の着目位置について表-3.4.2に整理した．着目位置は，床版の鉛直振動のモード振幅最大位置直近の横桁のある断面と，横桁間の断面とした．

これより，「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」の卓越周波数のモード振幅における主桁の水平振動のモード振幅の最大値は，従来の構造，合理化構造とも床版の鉛直振動のモード振幅の10～15%であり，大きくないことが確認できた．ここで，D橋の主桁は，水平振動のモード振幅の比率が他の橋梁に比べて小さい値となっている．これについては，横桁が主桁の下端に配置されていることが要因として考えられる．

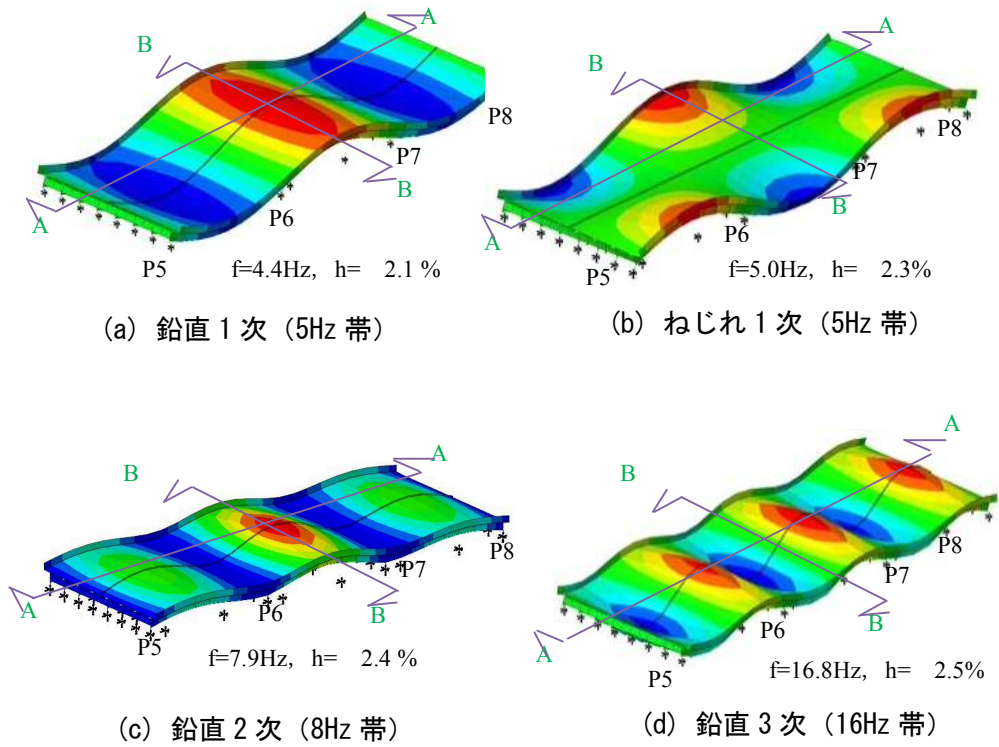


図-3.4.4 B橋の振動モード形状

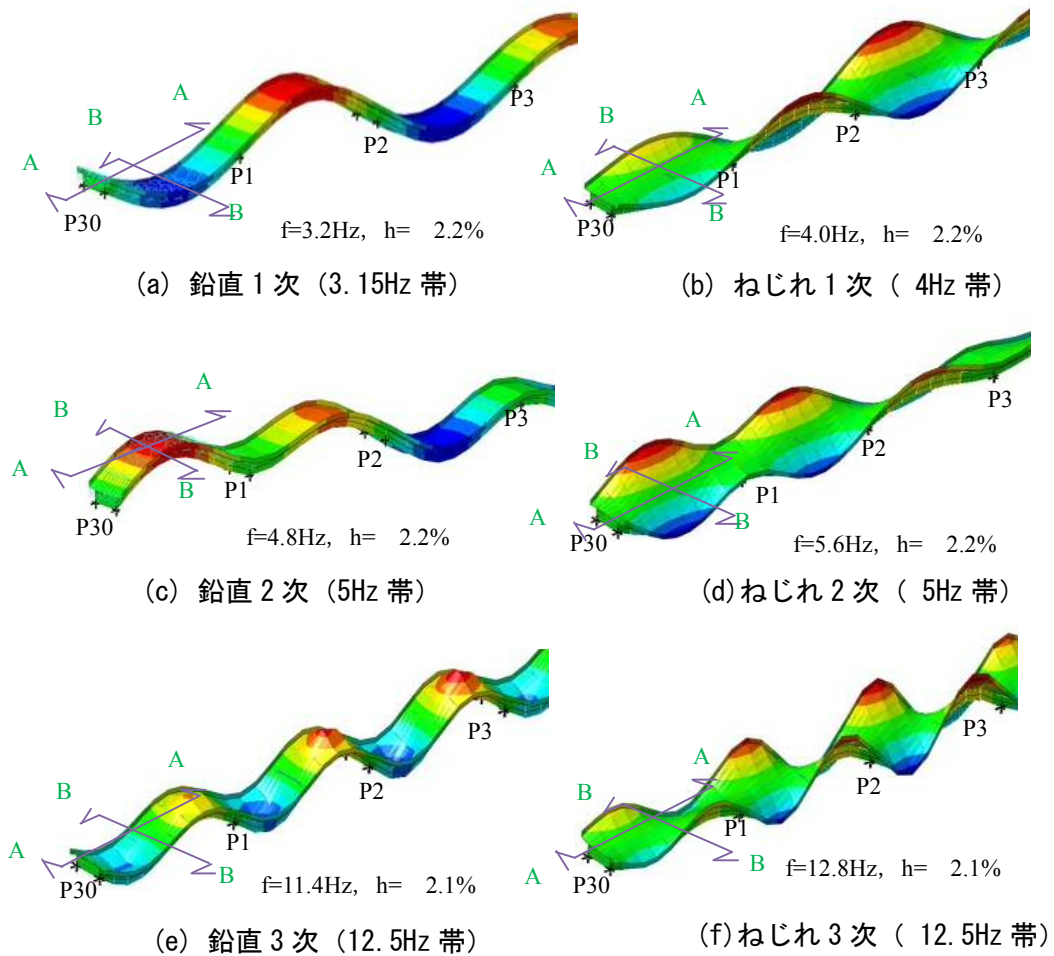


図-3.4.5 C橋の振動モード形状

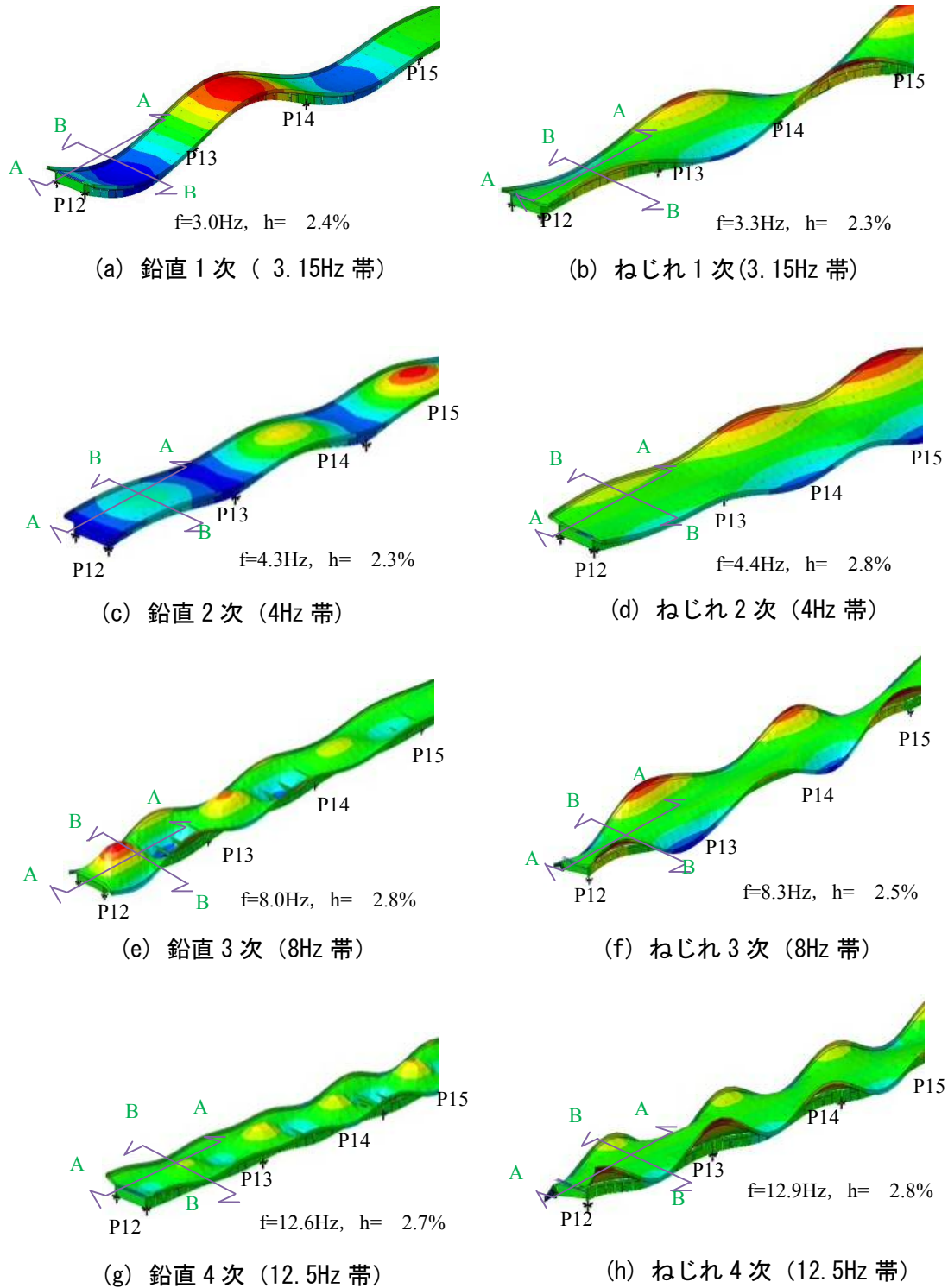


図-3.4.6 D 橋の振動モード形状

表-3.4.1 卓越周波数の比較

	3.15～5Hz帯		10～20Hz帯	
	計測	解析	計測	解析
B橋	4.5Hz	4.4Hz	16.0Hz	16.8Hz
C橋	3.3Hz	3.2Hz	11.1Hz	11.4Hz
D橋	4.0Hz, 3.1Hz	4.3Hz, 3.0Hz	11.5Hz	12.6Hz

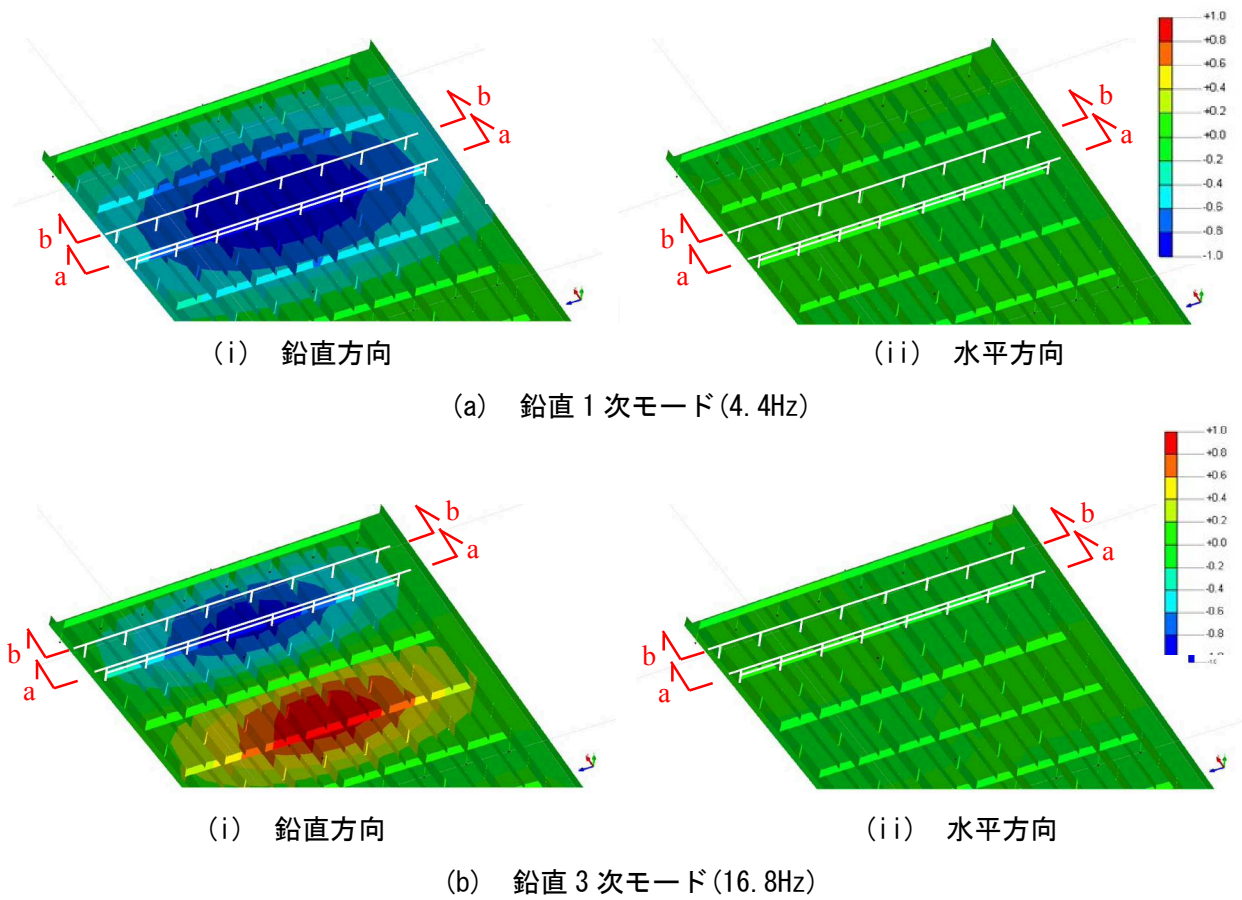
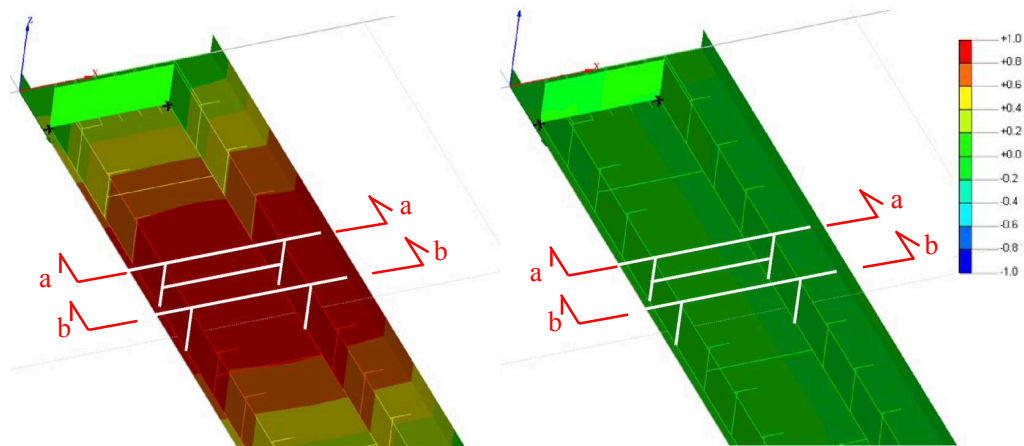


図-3.4.7 B橋の振動モード形状

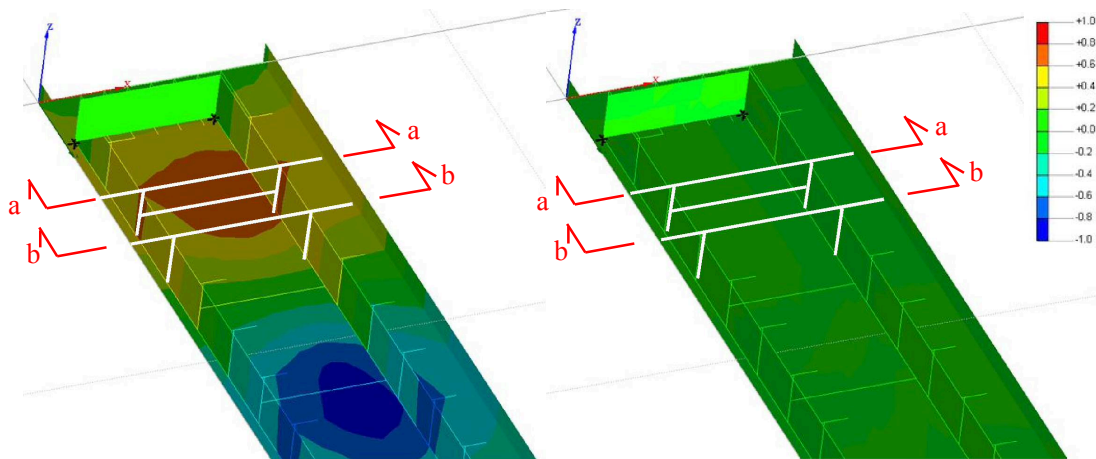




(i) 鉛直方向

(ii) 水平方向

(a) 鉛直 1 次モード (3.2Hz)

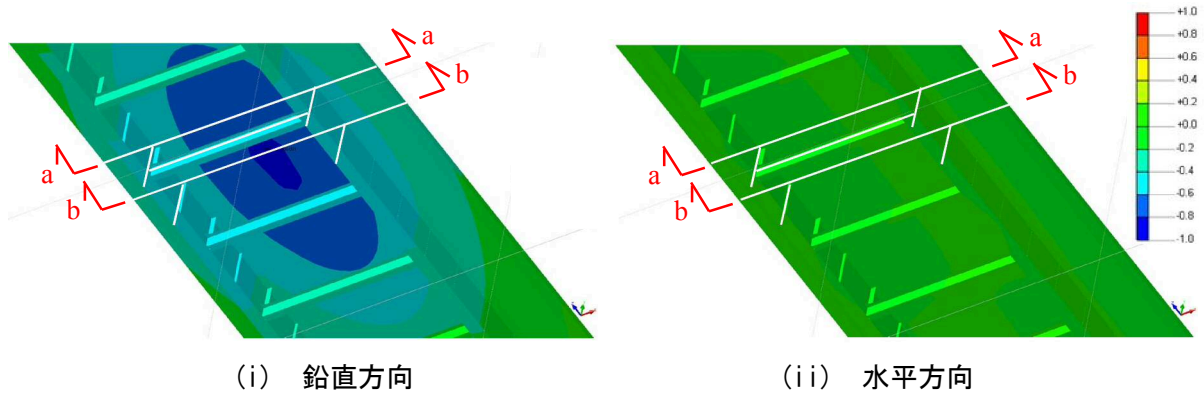


(i) 鉛直方向

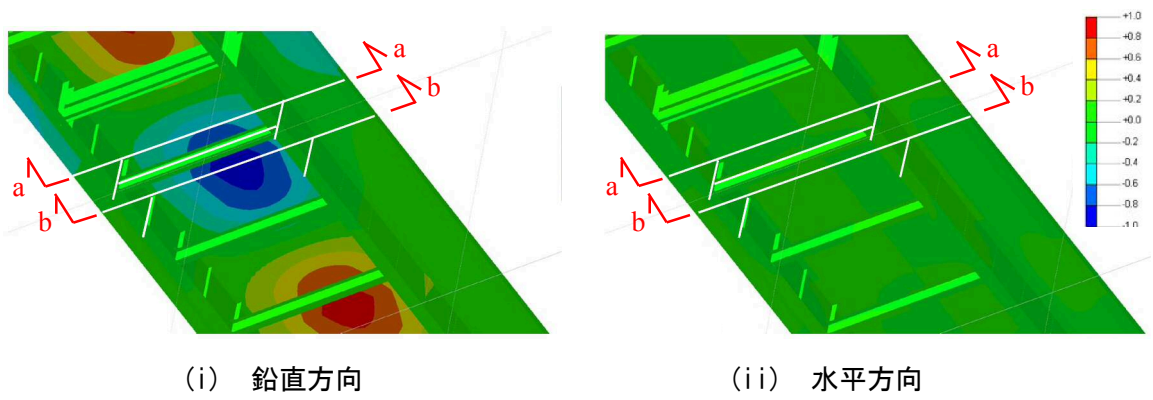
(ii) 水平方向

(b) 鉛直 3 次モード (11.4Hz)

図-3.4.8 C 橋の振動モード形状



(a) 鉛直1次モード(4.3Hz)



(b) 鉛直4次モード(12.6Hz)

図-3.4.9 D橋の振動モード形状



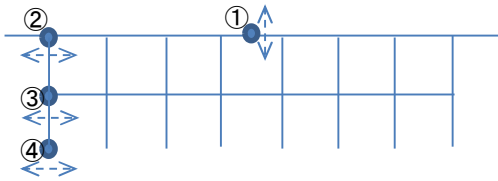


図-3.4.7の a-a 断面

(i) 横桁のある断面

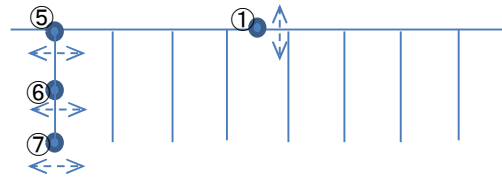
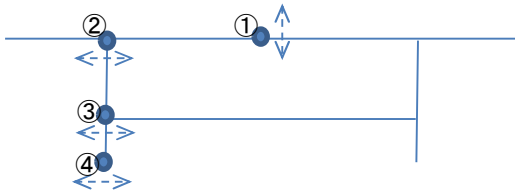


図-3.4.7の b-b 断面

(ii) 横桁間の断面

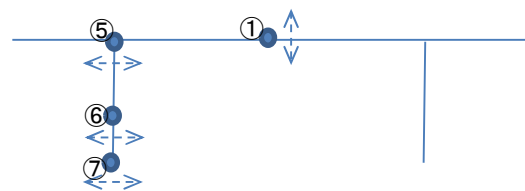
(a) B 橋



C 橋は、図-3.4.8の a-a 断面

D 橋は、図-3.4.9の a-a 断面

(i) 横桁のある断面



C 橋は、図-3.4.8の b-b 断面

D 橋は、図-3.4.9の b-b 断面

(ii) 横桁間の断面

(b) C 橋, D 橋

図-3.4.10 振動モード振幅比の抽出位置

表-3.4.2 振動モード振幅比

橋梁名	鉛直モード	周波数	モード振幅比							
			鉛直方向		水平方向					
			①床版中央		主桁（横桁のある a-a 断面）			主桁（横桁のない b-b 断面）		
			1/2 点	1/4 点	②上端	③横桁位置	④下端	⑤上端	⑥横桁高さ	⑦下端
B 橋	1 次	4.4Hz	1.00	-	0.00	0.05	0.09	0.00	0.03	0.08
	3 次	16.8 Hz	-	1.00	0.01	0.07	0.16	0.01	0.01	0.06
C 橋	1 次	3.2 Hz	1.00	-	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01
	3 次	11.4 Hz	-	1.00	0.00	0.05	0.06	0.00	0.10	0.12
D 橋	1 次	4.3 Hz	1.00	-	0.03	0.00	0.00	0.03	0.03	0.00
	4 次	12.6 Hz	-	1.00	0.01	0.00	0.01	0.03	0.03	0.00

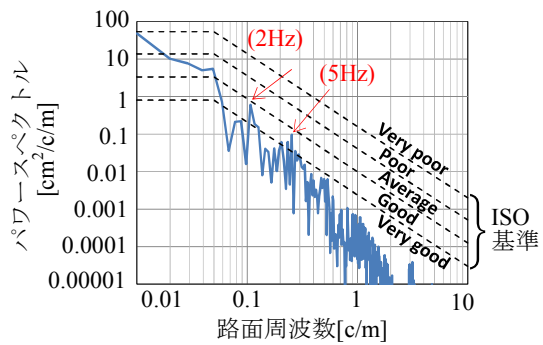
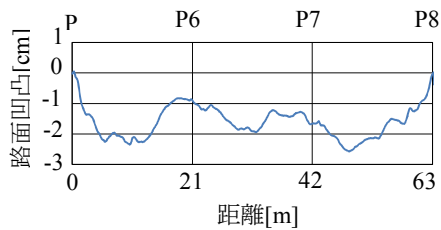
### 3.4.3 車両走行解析

車両走行時の橋梁振動の分布形状の推定と、解析モデルの妥当性確認のため、車両走行解析を行った。動的相互作用解析に加え、疑似応答解析を用いた。

前掲の図-3.4.1～図-3.4.3の解析モデルを用い、動的相互作用解析と疑似応答解析により応答解析を実施した。動的相互作用解析では、車両モデルは2軸4自由度系モデルを用いた。車両の諸元と路面凹凸を表-3.4.2、図-3.4.11に示す。B橋の車両諸元は、土木研究所における交通振動解析に関する報告書<sup>18)</sup>に記載されている車両諸元を参考に設定した。C橋の車両の諸元については、重量は車検証、ばね定数と減衰定数は試験車両の振動計測記録の卓越周波数、対数減衰率を基に設定した。D橋の車両諸元は、C橋の車両諸元を流用し、D橋の車両の卓越周波数に合致するように前輪のばね下のばね値を調整して設定した。疑似応答解析では、2軸4自由度系モデルの車軸位置に図-3.4.12に示す疑似的な外力を作用させた。部材の減衰定数は、道路橋示方書の線形部材としてモデル化する場合の値とし、鋼材は2%、床版コンクリートと支承は3%とした。ここで、減衰定数に関する調査としては、深田らのPC桁橋に対する実測分析<sup>20)</sup>があり、たわみ一次振動の減衰定数が1.5%程度であったとされている。このため、本研究での設定は多少大き目となっている可能性はあるが、車両走行時の橋梁振動の分布形状の推定と、解析モデルの妥当性確認においては問題にならないものと考えた。解析は直接積分による逐次解析とし、積分間隔は0.005秒とした。

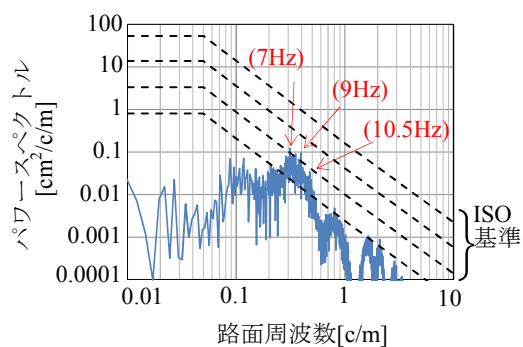
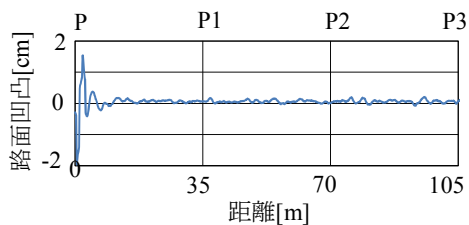
表-3.4.2 車両の諸元

		ばね [kN/m]	ダンパー [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]	卓越周波数 [Hz]
B 橋	前輪	上	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 16.7$	$M_{FL} = 6.87$ ( $a_f = 2.84m$ )	$M_U = 167$ ( $J_u = 4000kN \cdot m$ )
		下	$K_{FL} = 2160$	$C_{FL} = 1.96$		
	後輪	上	$K_{RU} = 11800$	$C_{RU} = 137$	$M_{RL} = 22.6$ ( $a_l = 1.01m$ )	
		下	$K_{RL} = 8620$	$C_{RL} = 6.86$		
C 橋	前輪	上	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 5.88$	$M_{FL} = 14.3$ ( $a_f = 4.66m$ )	$M_U = 194$ ( $J_u = 4180kN \cdot m$ )
		下	$K_{FL} = 6860$	$C_{FL} = 19.6$		
	後輪	上	$K_{RU} = 9020$	$C_{RU} = 31.4$	$M_{RL} = 37.2$ ( $a_l = 1.72m$ )	
		下	$K_{RL} = 13700$	$C_{RL} = 39.2$		
D 橋	前輪	上	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 5.88$	$M_{FL} = 14.3$ ( $a_f = 3.37m$ )	$M_U = 194$ ( $J_u = 4180kN \cdot m$ )
		下	$K_{FL} = 4300$	$C_{FL} = 19.6$		
	後輪	上	$K_{RU} = 9020$	$C_{RU} = 31.4$	$M_{RL} = 37.2$ ( $a_l = 1.53m$ )	
		下	$K_{RL} = 13700$	$C_{RL} = 39.2$		



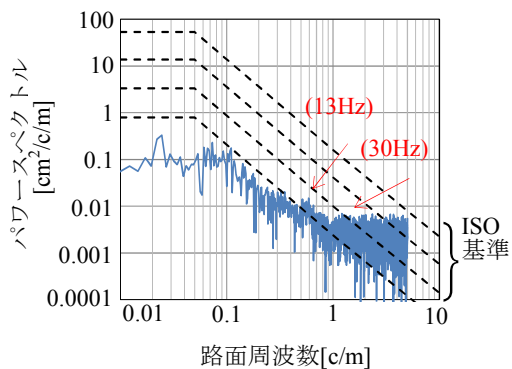
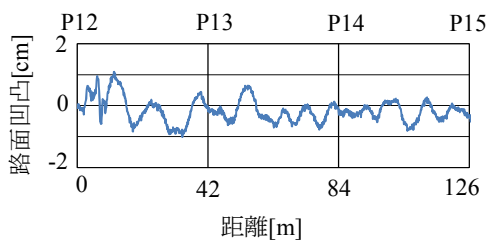
※ ( ) 内は時速 70km の車両が受ける周波数に換算した値

(a) B橋



※ ( ) 内は時速 80km の車両が受ける周波数に換算した値

(b) C橋



※ ( ) 内は時速 80km の車両が受ける周波数に換算した値

(c) D橋

図-3.4.11 路面凹凸

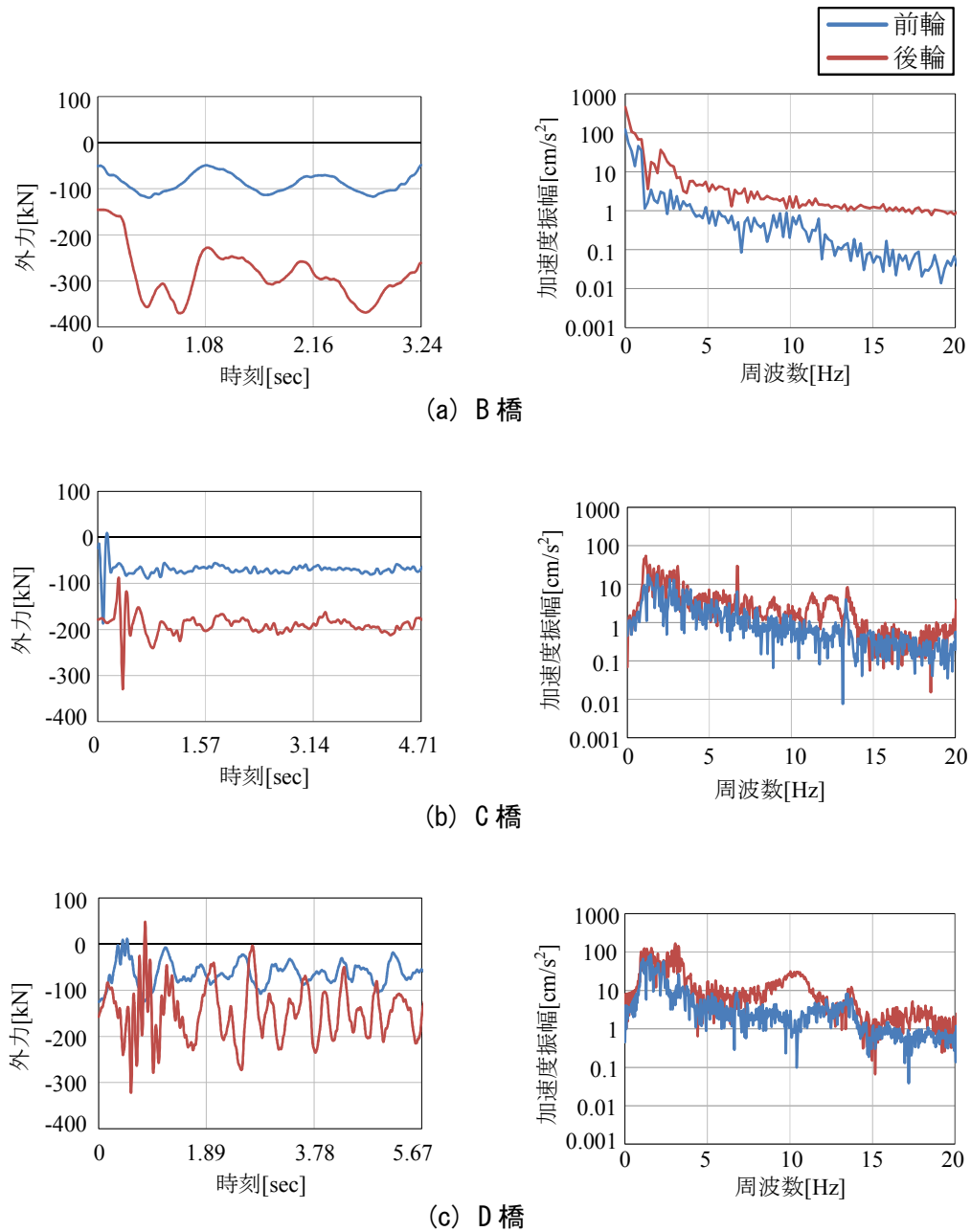


図-3.4.12 疑似的な外力

---

解析結果の一部として、図-3.4.13～図-3.4.15に「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」の振動のピーク周波数帯における1/3オクターブバンドフィルター波形より作成した車両走行時の振動モード図を示す。振動モード図の作成方法は、図化断面上の節点の中で最大加速度の発生する位置の最大加速度発生時刻を求め、同時刻における図化断面上の加速度分布をプロットすることで作成した。

図-3.4.13より、B橋の5Hz帯の振動は、主桁のスパン中央の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、16Hz帯の振動は、主桁スパンの1/4点、3/4点の振幅が最大となる鉛直振動であることが確認された。さらに、図-3.4.13(e)より、16Hz帯の振動は、橋軸直角方向の中央の振幅が最大となる鉛直振動であることも確認できた。

図-3.4.14より、C橋の3.15Hz帯の振動は、主桁のスパン中央の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、12.5Hz帯の振動は、主桁スパンの1/4点、3/4点の振幅が最大となる鉛直振動であることが確認された。

図-3.4.15より、D橋の4Hz帯、3.15Hz帯の振動は、主桁のスパン中央の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、12.5Hz帯の振動は、主桁スパンの1/6点、3/6点、5/6点の振幅が最大となる鉛直振動であることが確認された。

「3.15～5Hz帯」、「10～20Hz帯」ともに前掲の計測記録の分析結果と概ね一致することから、動的相互作用解析に加え、疑似応答解析によって橋梁の振動が近似されていることが確かめられた。

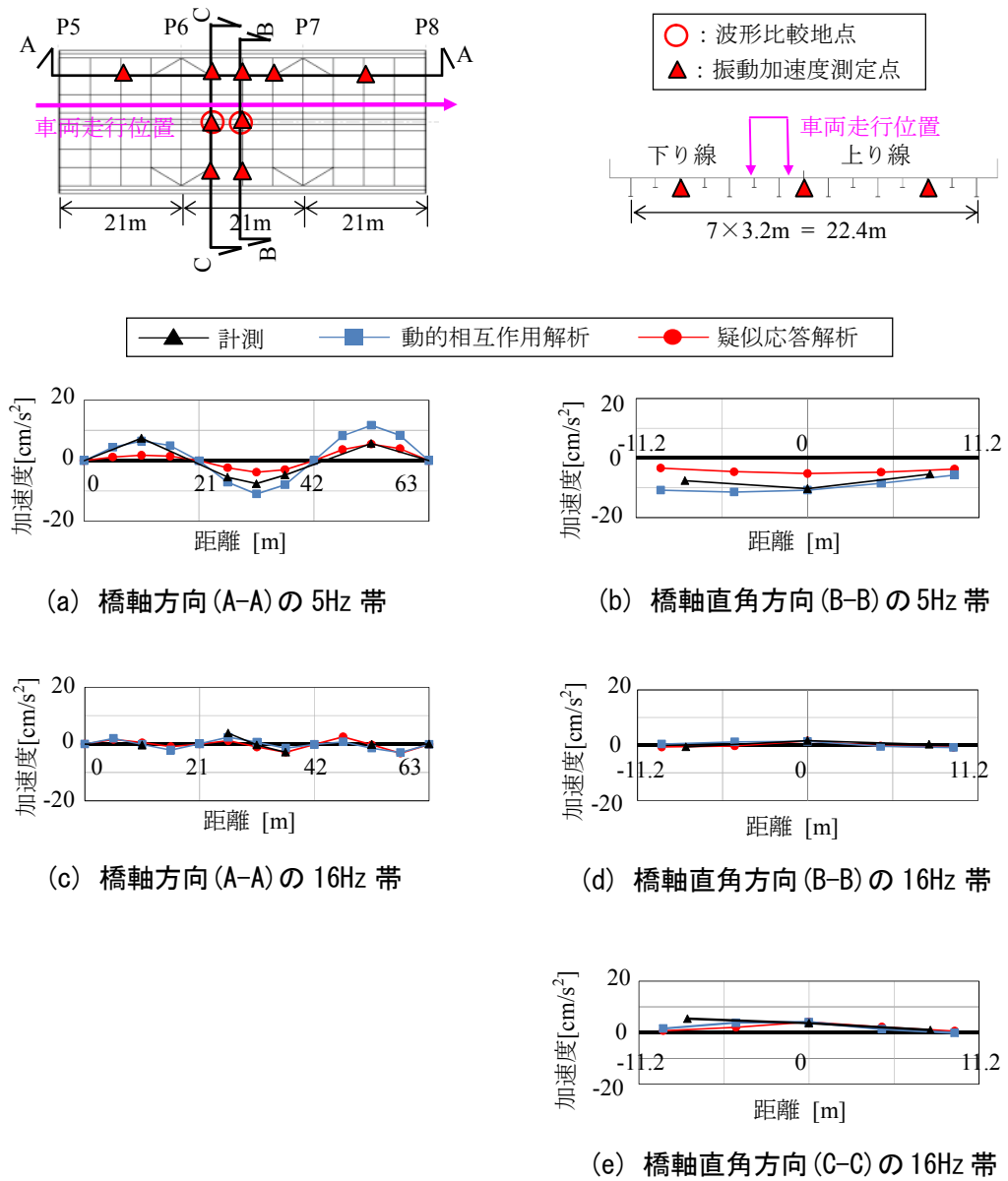


図-3.4.13 B橋の応答値と解析値の比較

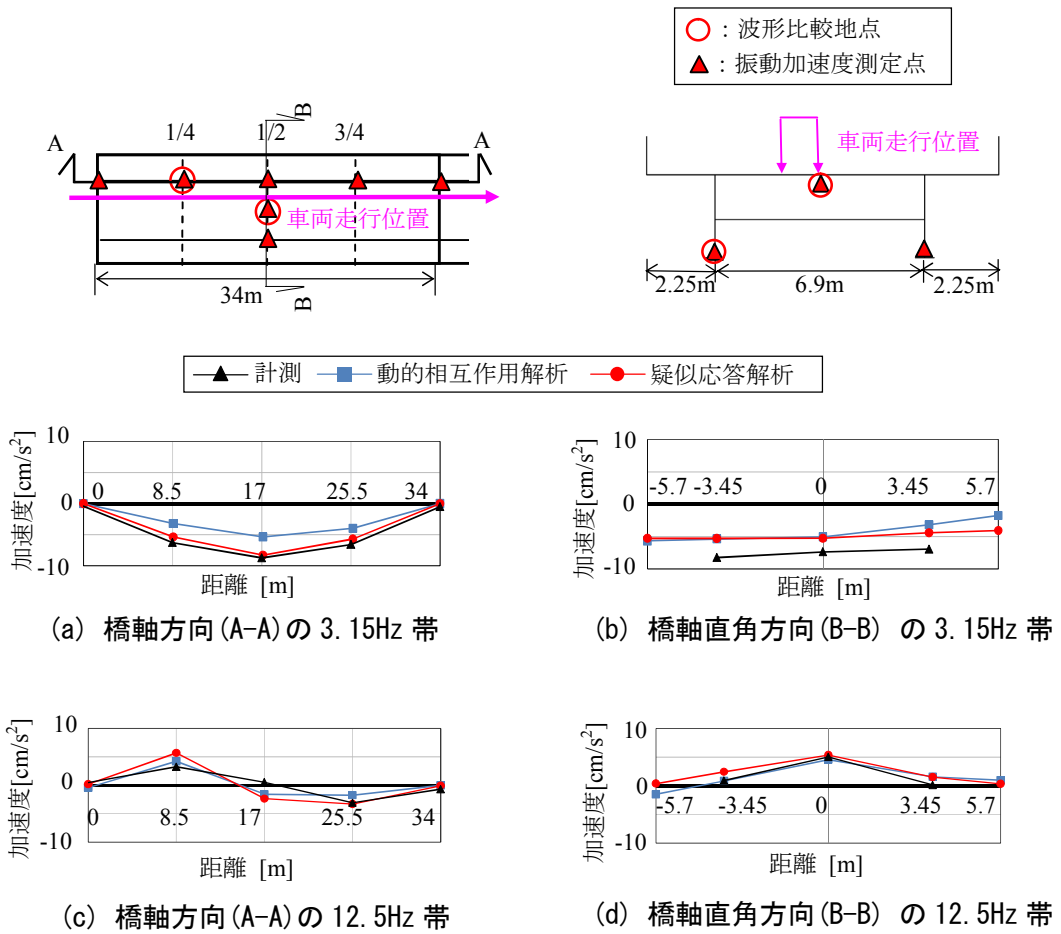


図-3.4.14 C橋の応答値と解析値の比較

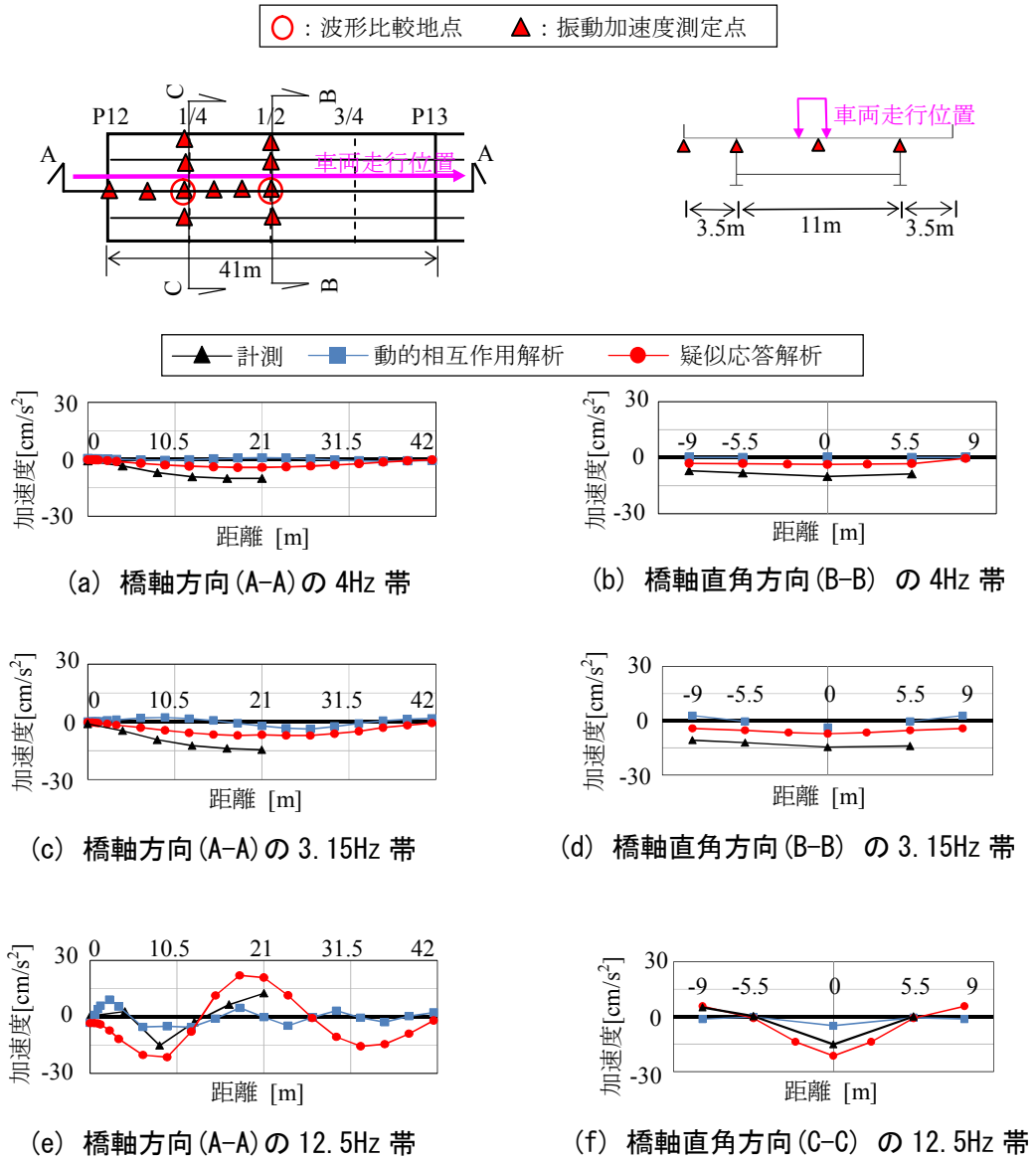


図-3.4.15 D橋の応答値と解析値の比較



図-3.4.16～図-3.4.18に、着目周波数帯のピーク周波数帯の鉛直加速度波形について、計測結果と解析結果を比較して示す。比較地点は、図-3.4.16～図-3.4.18に示す計測記録のある地点の中でもピーク周波数帯で大きな応答が得られる地点とした。フィルター波形は着目周波数帯の1/3オクターブバンドフィルター波形とした。同図には、フィルターを掛け合わせていない生波形も併せて示す。

図-3.4.16～図-3.4.18より、「3.15～5Hz帯」の解析結果は、B～Dの各橋梁とも、計測記録と位相ずれと振幅の相違が生じているものの、車両が橋梁上を通過中は継続して振動が生じる傾向は一致している。なお、位相ずれの原因としては、計測と解析で用いる作用外力の入力タイミングの誤差や、解析モデルの固有周波数や振動モード形状の誤差等が考えられる。

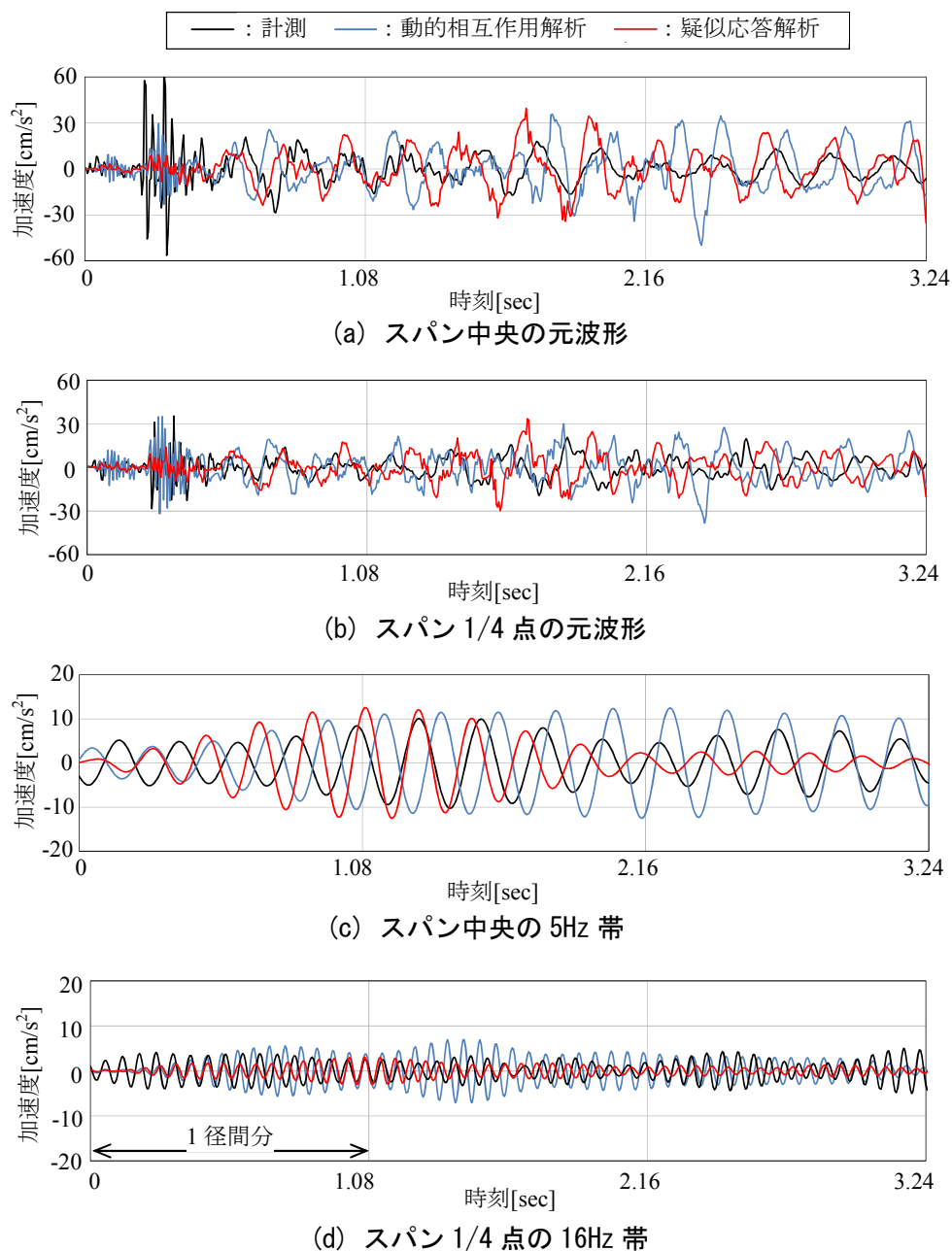


図-3.4.16 B橋の経時変化

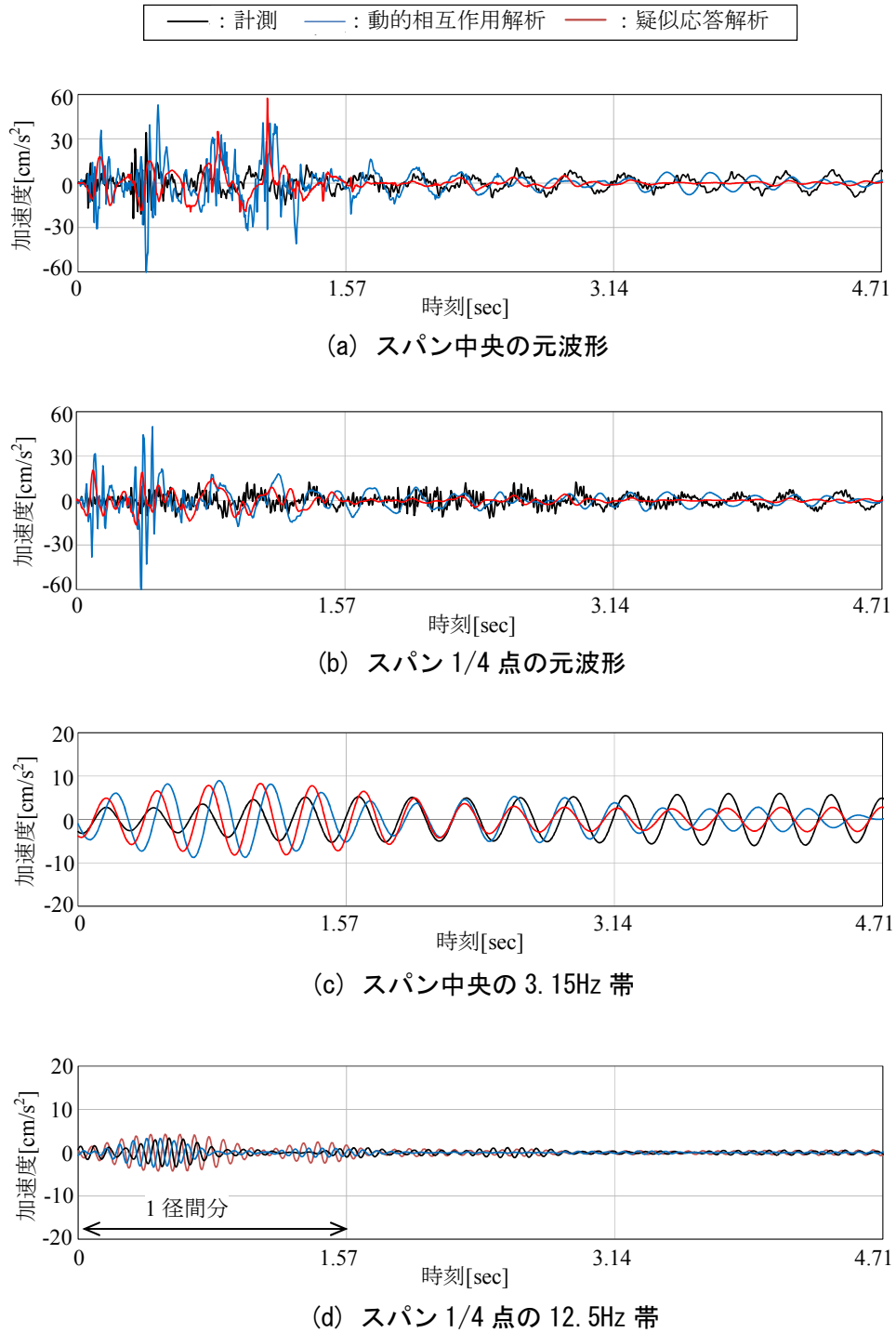


図-3.4.17 C橋の経時変化

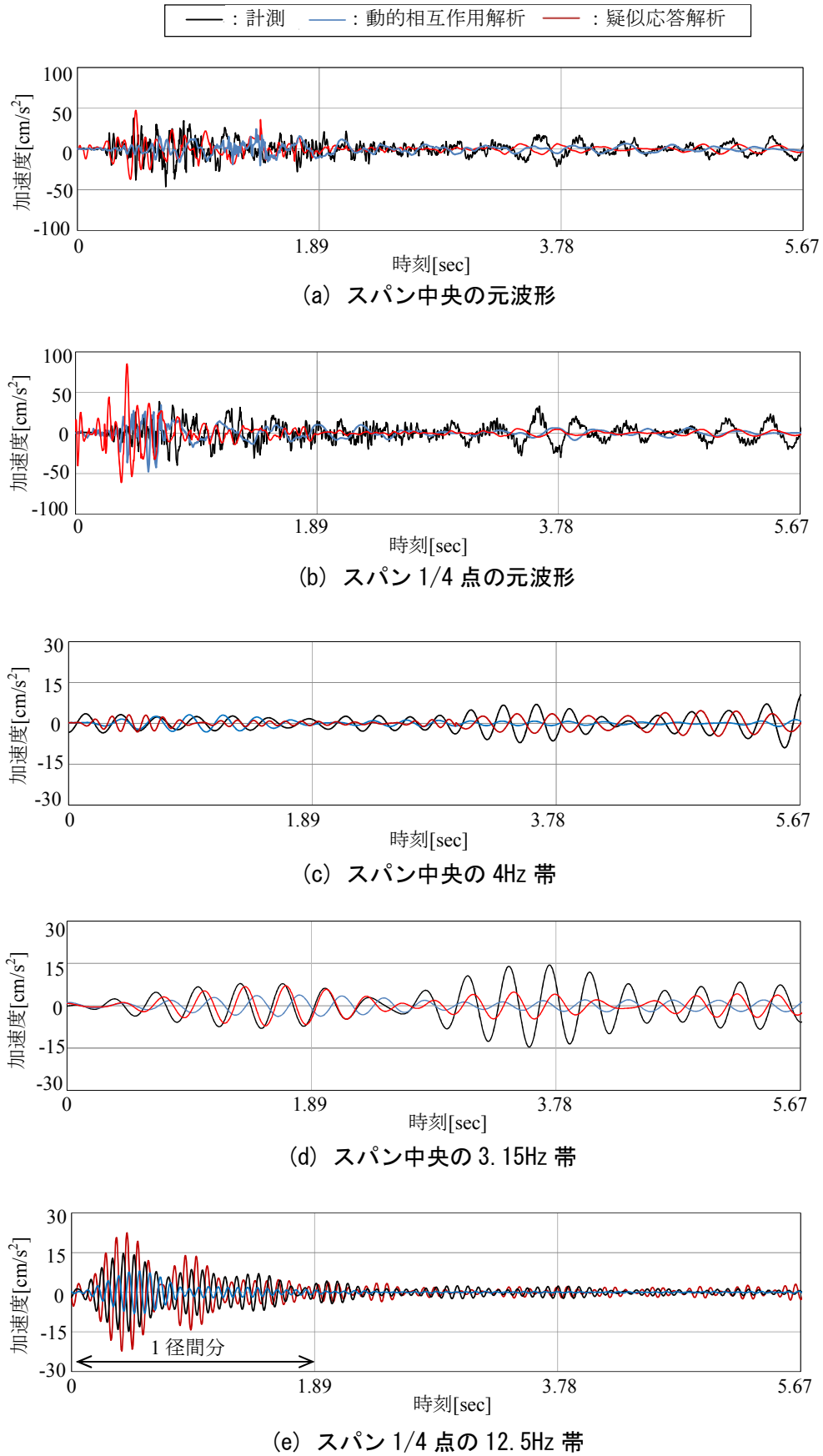


図-3.4.18 D橋の経時変化

一方、「10～20Hz 帯」の解析結果は、C 橋と D 橋では、車両がジョイントを通過した直後の 1 径間通過中程度が大きいことが計測記録と一致している。B 橋では、ジョイント通過直後の大きな応答が解析結果においても見られないことが計測記録と一致している。

なお、高い周波数の応答の相違は、モデルの細密度等に起因するものと考えられる。

これより、「3.15～5Hz 帯」の応答は、車両が橋梁上を通過する間継続的に大きい、「10～20Hz 帯」の応答は、車両がジョイントを通過した直後の 1 径間通過中に大きいことが解析においても確認できた。

以上より、計測結果の分析による「3.15～5Hz 帯」と「10～20Hz 帯」のピーク周波数の振動モード形状ならびに、発生原因と発生タイミングの推定結果は、3 橋において解析的な検討により近似できたことから、その妥当性が確認された。

### 3.5 低周波音の発生部位とその要因に関するまとめと考察

従来の構造と合理化構造の合計 4 橋梁の振動・低周波音計測データの分析により下記の事項が確認された。

- (1) 鋼鈹桁橋より発生する建具のがたつきに対する“物的苦情”の原因となる低周波音の周波数は、本研究で対象とした橋梁では「3.15～5Hz 帯」に加え、「10～20Hz 帯」に存在する。橋梁振動が低周波音の発生源である可能性が高く、橋梁振動は、後述のとおり車両振動による共振であり、鋼鈹桁橋の固有周波数は本論文で対象とした支間長（20m～40m 程度）では概ね同一であることから、この傾向は上記支間長の鋼鈹桁に当てはまることが予想される。
- (2) 「3.15～5Hz 帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、主桁支間の中央がピークとなる鉛直振動である。また、合理化構造の場合は、主桁に対する床版の相対変位が大きくなる。
- (3) 「10～20Hz 帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動で、主桁支間内に複数発生する。
- (4) 主に車両の車軸よりも上のばねの路面に対する共振によるものである「3.15～5Hz 帯」の振動・低周波音は、車両が橋梁の支間上を通過する間、振幅の変化はあるものの継続的に大きい。
- (5) 主に車両のタイヤのばねの路面に対する共振によるものである「10～20Hz 帯」の振動・低周波音は、車両がジョイントを通過した直後が特に大きい。
- (6) 車両がジョイントを通過した直後の「10～20Hz 帯」の応答が大きいのは、車両の鉛直方向加速度がジョイント通過時に励起されているためと予想され、路面凹凸の形状や分布に起因することが予想される。

さらに、“物的苦情”の原因となる低周波音を発生させる橋梁振動の再現解析に対して、橋梁と車両の動的相互作用を考慮する一般的な車両走行解析に加え、車両の振動加速度の実測値を用いることで車両の応答解析が不要な疑似応答解析の適用性の確認ができた。実務設計における対策検討の省力化に寄与するものと考えている。



## 第4章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討

### 4.1 目的と背景

「第3章 橋梁振動に伴う低周波音の発生部位とその要因」において、苦情事例の多い鋼鈹桁橋の従来の構造と合理化構造の橋梁を対象とし、加速度と低周波音圧の計測記録の分析と、橋梁の解析モデルを用いた数値解析を併用して低周波音の発生部位とその要因を分析した<sup>27)</sup>。この結果、鋼鈹桁橋より発生する低周波音の苦情のうち、建具のがたつきに対する“物的苦情”が発生すると考えられる参照値<sup>3), 4), 5)</sup>を超過する可能性の高い周波数は、「3.15～5Hz帯」と、「10～20Hz帯」の2つであることと、これらの低周波音は両周波数とも橋梁振動との相関が高く橋梁振動が発生源であることが確認された。このうち、「3.15～5Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、主桁支間の中央がピークとなる鉛直振動であり、「10～20Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、床版支間中央がピークとなる鉛直振動で、主桁支間内に複数発生することが確認された。また、「3.15～5Hz帯」の振動・低周波音は、主に車両のばねよりも上（ばね上）の路面に対する共振によるものであり、車両が橋梁の支間上を通過する間継続的に大きいのに対し、「10～20Hz帯」の振動・低周波音は、主に車両のばねよりも下（ばね下）の主にタイヤの路面に対する共振によるものであり、車両が伸縮装置を通過した直後が特に大きいことが確認された。ここで、車両が伸縮装置を通過した直後に「10～20Hz帯」の応答が大きい原因としては、伸縮装置前後の路面凹凸に、車両と橋梁の「10～20Hz帯」の振動を励起させる要因があるためと示唆された。

ここで、伸縮装置前後の路面凹凸に着目した研究としては、路面凹凸を実測した研究<sup>28) 29)</sup>があり、凹凸の形状分類や凹凸の波長、凹凸の大きさ、事例数が整理されている。また、人工段差を用いた車両走行試験を実施し伸縮装置を通過する際の衝撃力を測定し、衝撃力が凹凸の大きさに大きく依存すること、衝撃力に対しては車両のばね下の動きが支配的であること、伸縮装置前後の凹凸による衝撃力の影響範囲は凹凸近傍の広い範囲に及ぶことを確認した研究<sup>30)</sup>がある。さらに、伸縮装置を含む前後10m区間の路面凹凸を対象として、凹凸形状が車両のばね上の応答に及ぼす影響に着目した解析研究<sup>8)</sup>があり、緩やかな路面段差による橋梁交通振動への影響が指摘されている。しかし、路面凹凸の波長や分布等の特性と車両および橋梁の卓越周波数との関係に着目し、「10～20Hz帯」の低周波音の発生源となる橋梁振動への影響を研究した事例はない。

そこで、本研究では、伸縮装置前後の路面凹凸の形状や分布が「10～20Hz帯」の橋梁振動と低周波音に及ぼす影響に着目し、伸縮装置前後の路面凹凸、伸縮装置通過直後の車両振動、橋梁振動ならびに低周波音の計測記録の分析を行って、橋梁モデルを用いた車両走行解析により路面凹凸の影響を評価した。

計測記録の分析では、伸縮装置前後を走行する試験車両のばね下の振動と橋梁振動ならびに低周波音の周波数分析と波形分析を行い、伸縮装置前後の凹凸により車両振動が励起され、これにより橋梁振動と低周波音が励起される状況を把握した。さらに、伸縮装置前後の凹凸の影響を大きく受ける区間と影響が小さくなっている区間の応答を比較することで、伸縮装置前後の凹凸の

影響を定量的に評価した。加えて、路面凹凸の計測記録と現地写真・図面等を参考に、路面凹凸の特徴を整理した。

橋梁モデルを用いた車両走行解析では、低周波音との相関が高く低周波音の発生源と考えられる橋梁振動に着目した。始めに3次元FEMモデル上に、伸縮装置前後を含む路面凹凸の計測値を用いてその形状をモデル化し、解析手法の妥当性を確認した。次に、路面凹凸の形状や分布をパラメータとした解析を行い、伸縮装置前後を含む路面凹凸の特性と、橋梁振動との因果関係を明らかにし、伸縮装置前後の路面状態の設計・施工、維持管理に対する提案を行った。

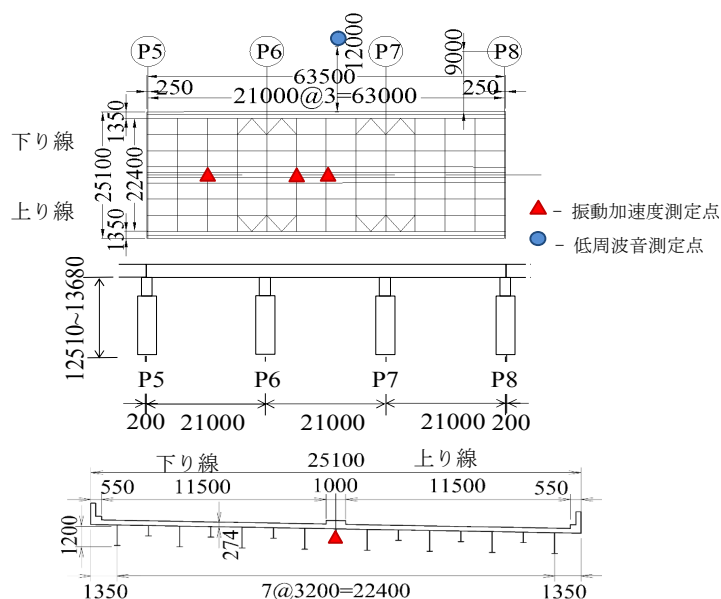


## 4.2 対象橋梁

橋梁からの低周波音の実態調査としては、全国の道路橋 80 箇所周辺におけるデータを分析した研究<sup>25)</sup>があり、コンクリート橋に比べ、鋼橋の音圧レベルがやや大きいものとされている。このため、本研究では鋼橋のうち、数量の多い鋼鈹桁橋を対象とし、多主桁の従来の構造と、少数主桁の合理化構造に着目した。また、伸縮装置前後の路面凹凸が車両振動へ与える影響は局所的な振動であり、橋梁形式による相違は大きくないと考えられるため、車両振動の分析には鋼箱桁や PRC2 主桁の計測記録も分析対象とした。表-4.2.1 に分析対象橋梁の諸元を、図-4.2.1～図-4.2.7 に分析対象橋梁の一般図をそれぞれ示す。

表-4.2.1 分析対象橋梁

名称	橋梁形式	スパン	主桁間隔	試験車両
A 橋 (従来)	鋼 3 径間連続 鈹桁 (8 主桁)	21m×3 径間	3.2m×7 縦桁増設	No.1
B 橋 (合理化)	鋼 10 径間連続 鈹桁 (2 主桁)	34.25m+35m×8+34.25m	6.9m	No.2
C 橋 (合理化)	鋼 7 径間連続 鈹桁 (2 主桁)	41.85m+43m×5+41.80m	11m	No.3
D 橋 (合理化)	鋼 10 径間連続 鈹桁 (2 主桁)	34.25m+35m×8+34.25m	6.8m	No.4
E 橋 (箱桁)	鋼 4 径間連続 箱桁 (2 主桁)	65.26m+61m×2+60.29m	6.0m	No.3
F 橋 (箱桁)	鋼 15 径間連続 箱桁 (2 主桁)	58.58m+60m×2+84m+74m+ 81m×2+83.5m+94.5m+84.65m+ 47.35m+47m+48m+58m+53.9m	6.5m	No.4
G 橋 (PRC 桁)	PRC4 径間連続桁 橋 (2 主桁)	52.85m+31m+29m+26m	7.6m	No.4



※上り・下り一体構造が対象橋梁

図-4.2.1 橋梁一般図 (A 橋)

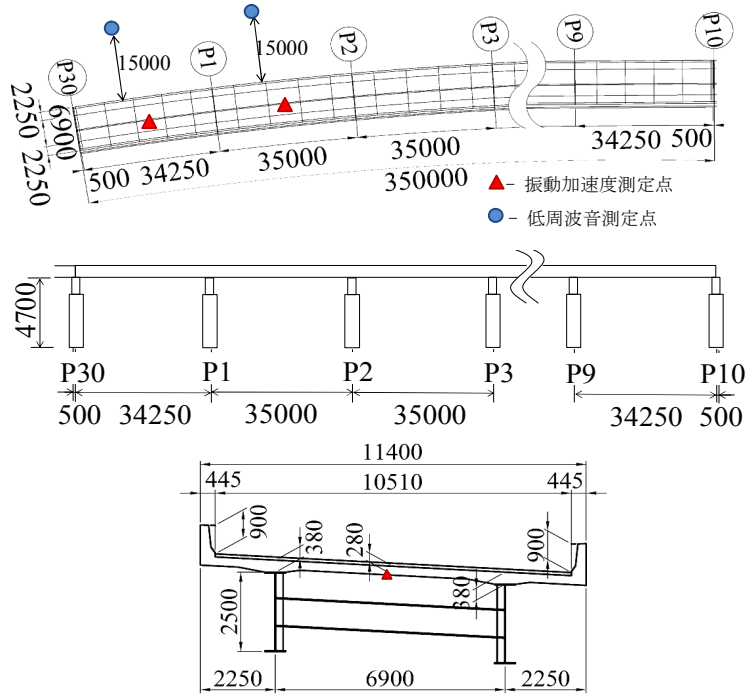


図-4.2.2 橋梁一般図 (B橋)

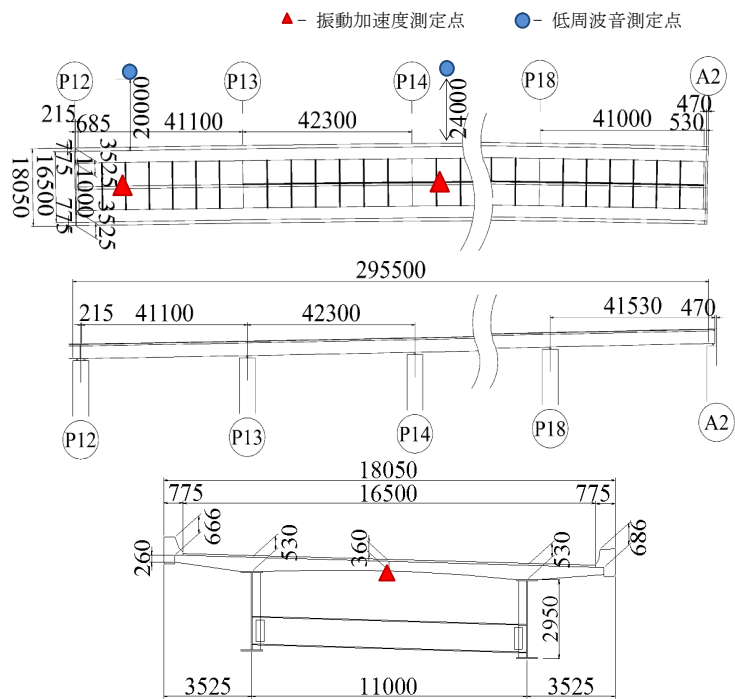


図-4.2.3 橋梁一般図 (C橋)

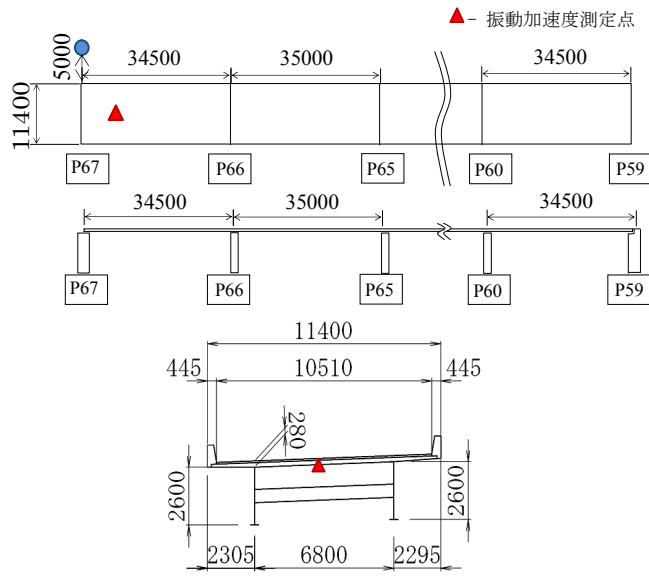


图-4.2.4 桥梁一般图 (D 桥)

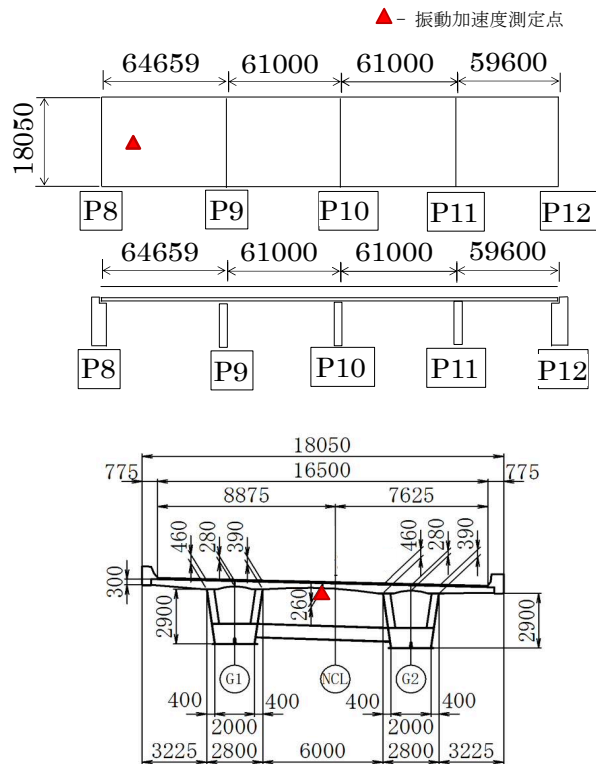


图-4.2.5 桥梁一般图 (E 桥)

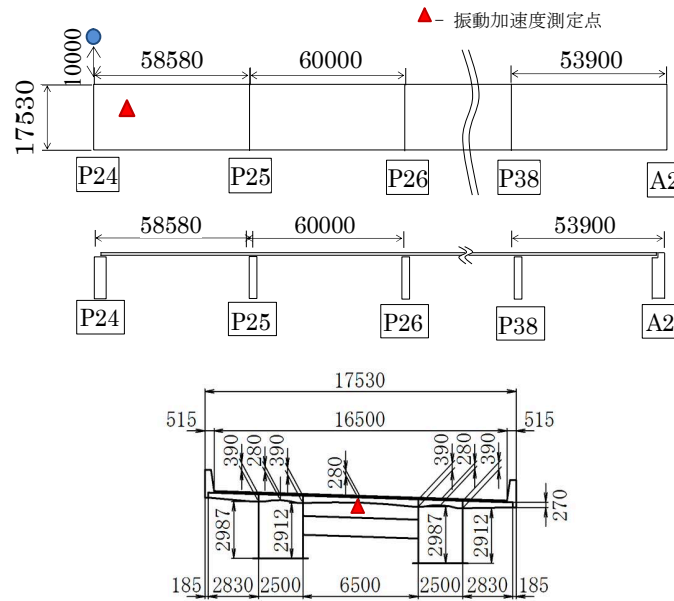
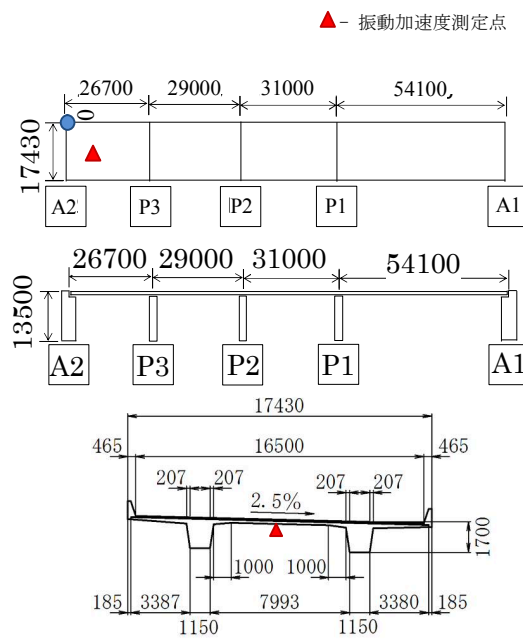


図-4.2.6 橋梁一般図 (F橋)



※側道が無い場合、低周波音は橋梁の端部の直下で計測した

図-4.2.7 橋梁一般図 (G橋)

## 4.3 計測記録による分析と評価

### 4.3.1 計測記録

橋梁からの計測記録に基づく分析と評価では、試験車両走行時の計測記録を用いた。この記録は、試験車両が対象橋梁上を単独走行状態で乗り入れた際の記録であり、計測項目は、橋梁下から橋梁近傍の計測点までの間の低周波音と、橋梁の振動加速度ならびに、試験車両の車軸の振動加速度である。ここで、車両の後輪はいずれも2軸であるが計測点は前軸とした。ただし、D橋、F橋、G橋については、車両の計測値は前輪の記録のみである。本研究で使用した計器の配置を図-4.2.1～図-4.2.7に合わせて示す。また、各橋梁で使用した試験車両とその諸元を表-4.3.1、表-4.3.2に示す。

表-4.3.1 試験車両の諸元

	車種	軸数		合計質量	振動計測位置
		前輪	後輪		
No.1	大型平積トラック	1	2	25.0 t	前後輪ばね下
No.2	大型平積トラック	1	2	25.0 t	前後輪ばね下
No.3	大型散水車	1	2	21.7 t	前後輪ばね下
No.4	大型平積トラック	1	2	25.0 t	後輪ばね下

### 4.3.2 車両と橋梁の卓越周波数

車両と橋梁の卓越周波数を把握するため、1/3 オクターブバンド周波数分析を実施した。計測記録は車両が対象橋梁の第1径間を通過する時刻の記録を用いた。車両の計測記録は一般に10～20Hz帯の卓越周波数をもつばね下の記録を用いた。また、橋梁の計測記録は基本的に10～20Hz帯の卓越周波数のピークがある主桁支間の1/4点の橋軸直角方向の床版中央部の記録を用いたが、計測点がない場合は、支間中央の値を用いた。併せて、家屋脇または官民境界における低周波音も分析した。

橋梁毎に、車両と橋梁および低周波音の1/3 オクターブバンド周波数分析結果を整理した(図-4.3.1)。また、この結果を一覧表として表-4.3.2に整理した。これより、試験車両の卓越周波数は前・後輪とも10～16Hz帯であることがわかる。また、橋梁の卓越周波数は、“物的苦情”の参照値が20Hz帯以上で大きくなることから、低周波音による建具のがたつきの発生原因となる10～20Hz帯にのみ着目すると、鈹桁では12.5Hz～20Hz帯、鋼箱桁とPRC2主版桁では、16Hz～20Hz帯である。橋梁形式により車両振動に励起される周波数やその程度は異なるものの、いずれも10～20Hz帯の車両振動により10～20Hz帯の橋梁振動の励起が生じているものと考えられる。また、図-4.3.1(h)より、橋梁の振動により10～20Hz帯において物的苦情が発生するレベルの低周波音が発生していることがわかる。

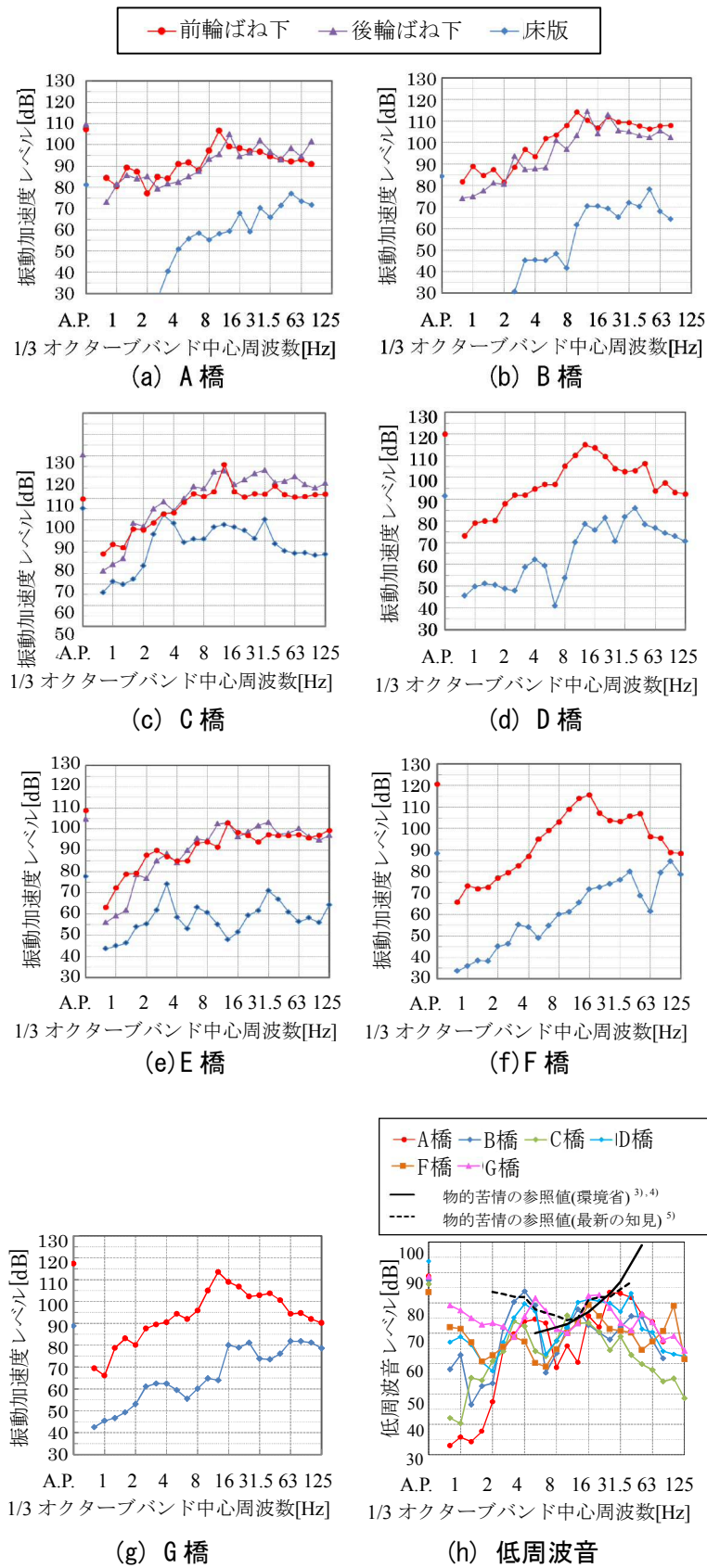


図-4.3.1 車両と橋梁と低周波音の卓越周波数

表-4.3.2 車両と橋梁と低周波音の卓越周波数

橋梁		車両ばね下		床版	低周波音	走行速度 [km/h]
		前輪	後輪			
A 橋	従来	10Hz	12.5Hz	16Hz	16Hz	70
B 橋	合理化	10Hz	12.5Hz	12.5Hz	12.5Hz	80
C 橋	合理化	12.5Hz	10Hz~12.5Hz	12.5Hz	10Hz~16Hz	80
D 橋	合理化	12.5Hz	-	12.5Hz~20Hz	12.5Hz~20Hz	90
E 橋	箱桁	12.5Hz	10Hz~12.5Hz	20Hz	-	80
F 橋	箱桁	16Hz	-	16Hz	16Hz	90
G 橋	PRC 桁	12.5Hz	-	16Hz~20Hz	16Hz~20Hz	90

#### 4.3.3 伸縮装置前後の路面凹凸による励振の影響範囲

伸縮装置前後の路面凹凸による橋梁振動と低周波音への影響を推定するため、橋梁上を通過する車両と橋梁の振動加速度と低周波音圧の時刻歴波形の対比を行った。10~20Hz 帯における卓越周波数帯の橋梁振動と低周波音に着目するため、橋梁振動と低周波音の卓越周波数帯（12.5Hz 帯または 16Hz 帯）のフィルター波形を作成した。A 橋、B 橋、C 橋における波形の比較を図-4.3.2 ~ 図-4.3.4 に示す。A 橋の計測点は、第 2 径間の支間 1/4 点である。各図における縦の破線は、車輪が各橋脚を通過した時刻であり、前輪と後輪の図以外は前後の両輪が通過した時刻を示している。路面凹凸波形の計測記録があるため併せて示した。ここで、B 橋と C 橋の伸縮装置中央のマイナスの値は、フィンガージョイントの溝に対する計測値であり、実際はほぼ平坦であると推察される。

これより、A 橋においては、車両、橋梁、低周波音のいずれに対しても伸縮装置前後の路面凹凸による優位な励起は見られない。一方、B 橋と D 橋においては、橋梁振動と低周波音の卓越周波数（12.5Hz 帯）と同一の卓越周波数をもつ前・後輪（12.5Hz 帯）の応答が励起され、橋梁振動ならびに低周波音が励起されていることがわかる。

これは、B 橋と C 橋の伸縮装置前後の路面凹凸に車両振動を励起する成分が多く含まれるが、A 橋の場合は伸縮装置前後に車両のばね下の振動を励起する成分が少ないためと考えられる。また、伸縮装置前後の路面凹凸により橋梁振動と低周波音が励起されるのは、おおよそ車両が伸縮装置を通過した後に第 1 径間を通過する時間までであることがわかる。ここで、B 橋の床版の振動加速度が C 橋に比べて小さいのは、計測点が 12.5Hz 帯の振動の節に当たる支間 1/2 点であるためである。

なお、A 橋の低周波音については、伸縮装置前後の路面凹凸による励起は見られないものの、車両が橋梁上を通過する間、振幅の変化はあるものの継続的に大きめの値が計測されている。この低周波音の発生源は、低周波音の波形と、車両振動および橋梁振動の波形の凹凸の形状が概ね合致していることから、橋梁上の路面凹凸であり、これにより車両振動が励起され、車両振動により橋梁振動が励起されたものと予想される。また、橋梁上を通過する間、継続して音圧が大き目である要因としては、低周波音の測定位置が他の橋に比べ橋梁に近いことと、周辺地形（橋梁の家屋に対する反対側に壁がある）に起因する低周波音の反射現象等が考えられる。

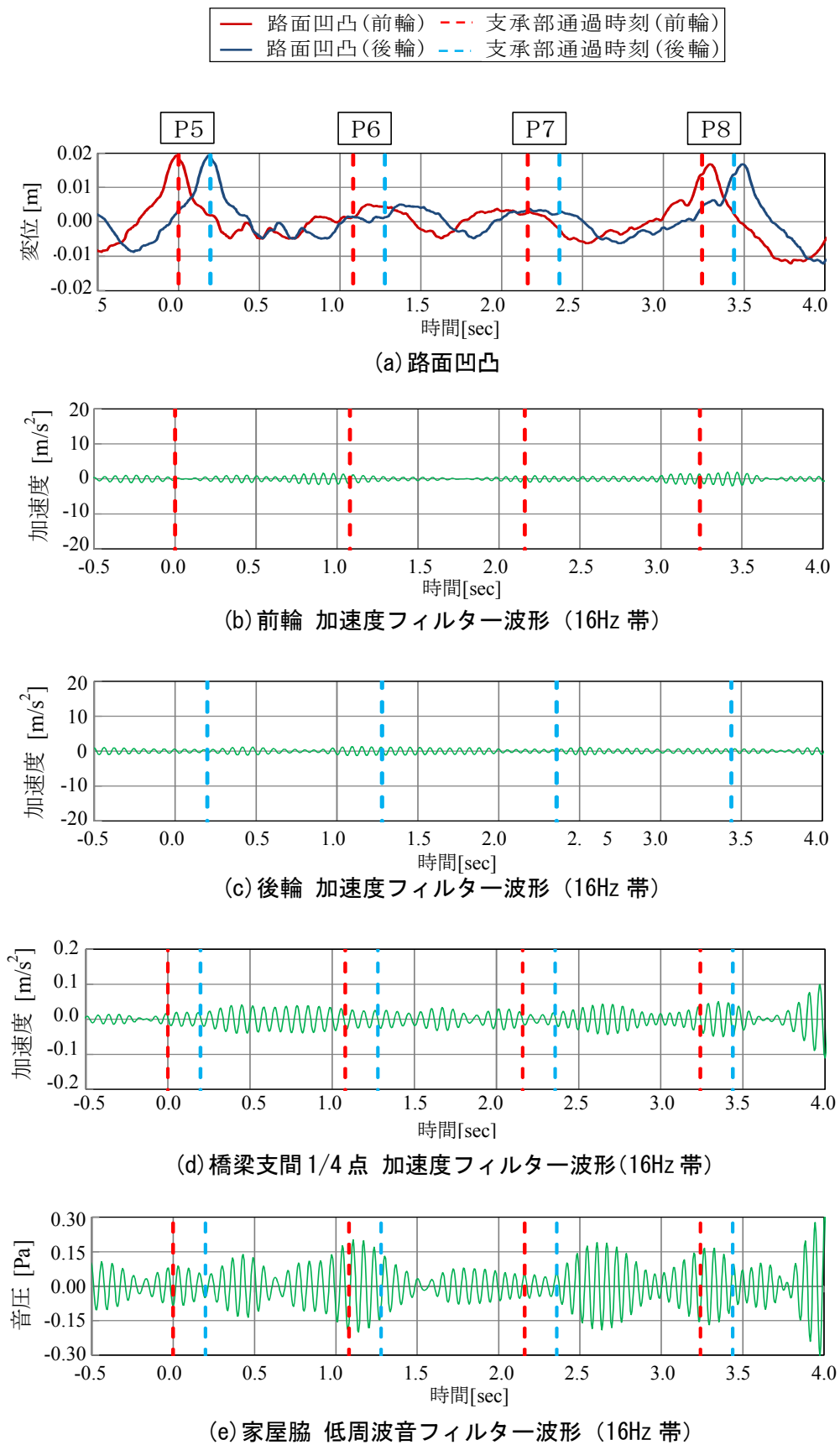
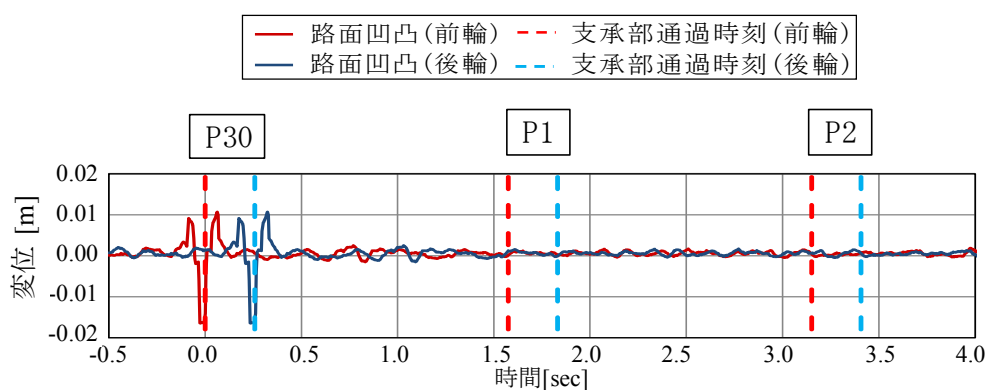
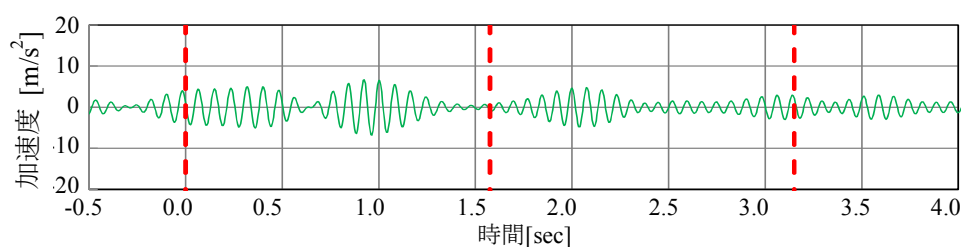


図-4.3.2 車両と橋梁の応答波形 (A橋)

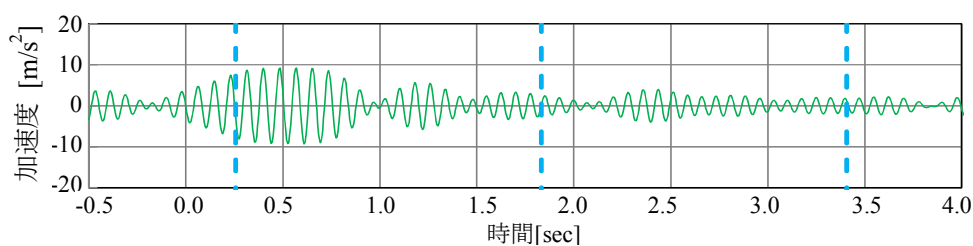




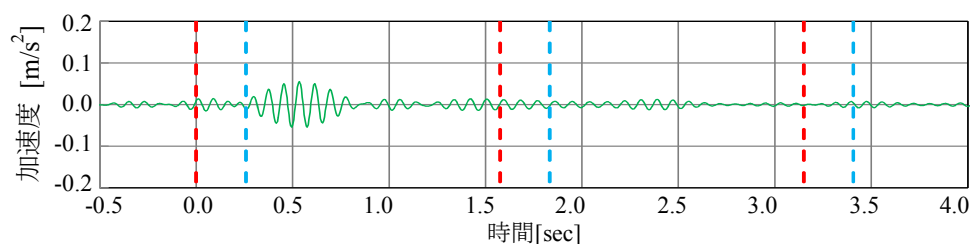
(a) 路面凹凸



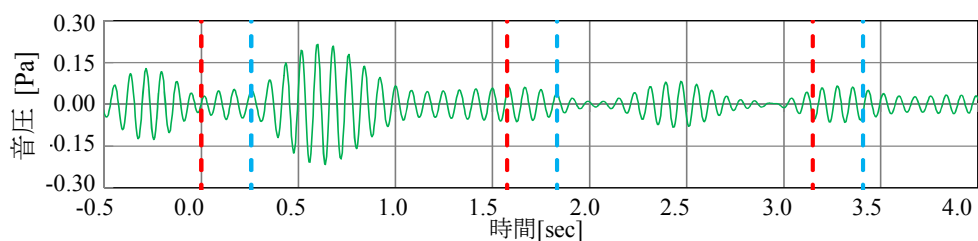
(b) 前輪 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯)



(c) 後輪 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯)



(d) 橋梁支間 1/2 点 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯)



(e) 官民境界 低周波音フィルター波形 (12.5Hz 帯)

図-4.3.3 車両と橋梁の応答波形 (B橋)

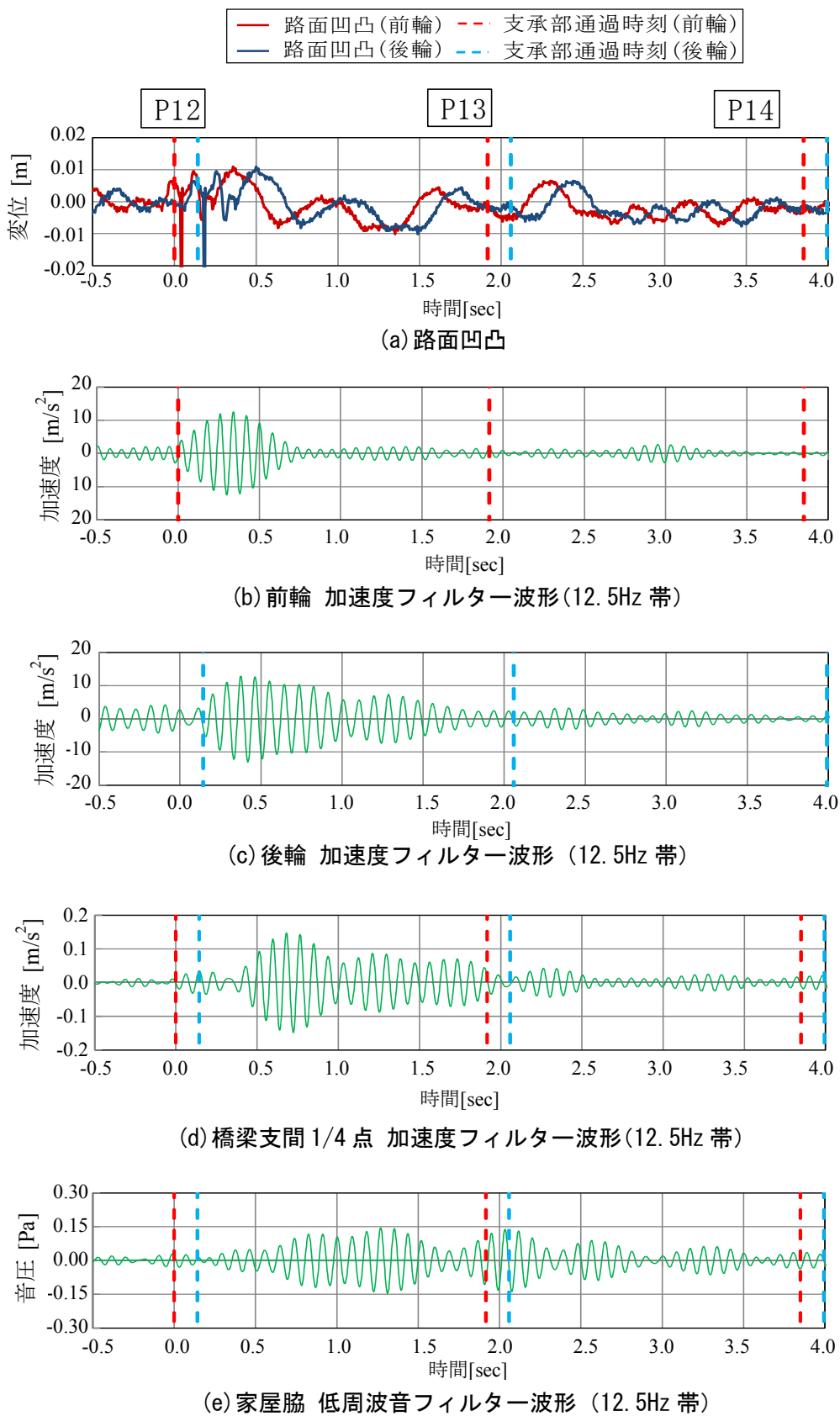


図-4.3.4 車両と橋梁の応答波形 (C橋)

#### 4.3.4 伸縮装置前後の路面凹凸による励振量

橋梁上を通過する車両振動と橋梁振動の最大加速度と低周波音について、伸縮装置前後の路面凹凸の影響を大きく受ける区間と、影響が小さくなっている区間とで比較し、路面凹凸による励振量を確認した。ここで、各値の最大値はばらつきが大きいので、各橋梁とも2~3つの複数の計測記録を用いた。着目周波数は、車両振動と橋梁振動ならびに、低周波音の主な卓越周波数帯である12.5Hz帯と16Hz帯とし、フィルター波形の最大値に着目した。伸縮装置前後の凹凸の影響を大きく受ける区間は伸縮装置通過直後の第1径間、影響の小さい区間は第2径間を基本とし、C橋のみ橋梁と低周波音の計測点に合わせ第3径間を通過中とした。ここで、橋梁振動は、複数径間に渡り支間内の同一位置での計測点があるA、B、C橋とし、A、B橋は第1径間と第2径間の支間中央の比較、C橋は第1径間と第3径間の支間1/4点の比較とした。また、低周波音については、A橋は第2径間の側方の家屋脇、B橋は第1径間と第2径間の側方の官民境界、C橋は第1径間と第3径間の側方の家屋脇とした。

試験車両のばね下の卓越周波数帯の最大振動加速度の比較を図-4.3.5の(a)~(d)に示す。これより、第1径間走行中のばね下の卓越周波数帯の最大振動加速度は、第2径間(C橋は第3径間)走行中に対して小さい場合は1~2倍、大きい場合は4~5倍に及ぶことが分かった。また、4~5倍となるのは、路面凹凸の両振幅が15mm程度、波数が1.5~2波、車両と橋梁の周波数(およそ12.5Hz)に対する路面凹凸の周波数の比が0.6~0.8程度の条件であることが分かった。橋梁振動の卓越周波数帯の最大振動加速度の比較を図-4.3.5の(e)、(f)に、低周波音の卓越周波数帯の最大音圧の比較を図-4.3.5の(g)、(h)に示す。これより、橋梁振動に関しても応答値の比率に試験車両のばね下のうち軸重の大きい後輪と同様の傾向が確認された。また、低周波音に関しても、伸縮装置前後の路面凹凸の影響の大きいB橋、C橋の卓越周波数帯である12.5Hz帯において、橋梁振動と同様の傾向が確認された。以上のことから、伸縮装置前後の路面凹凸による車両振動の増幅は、橋梁振動と低周波音に対してもおよそ同等の比率で影響を及ぼすことが推定される。

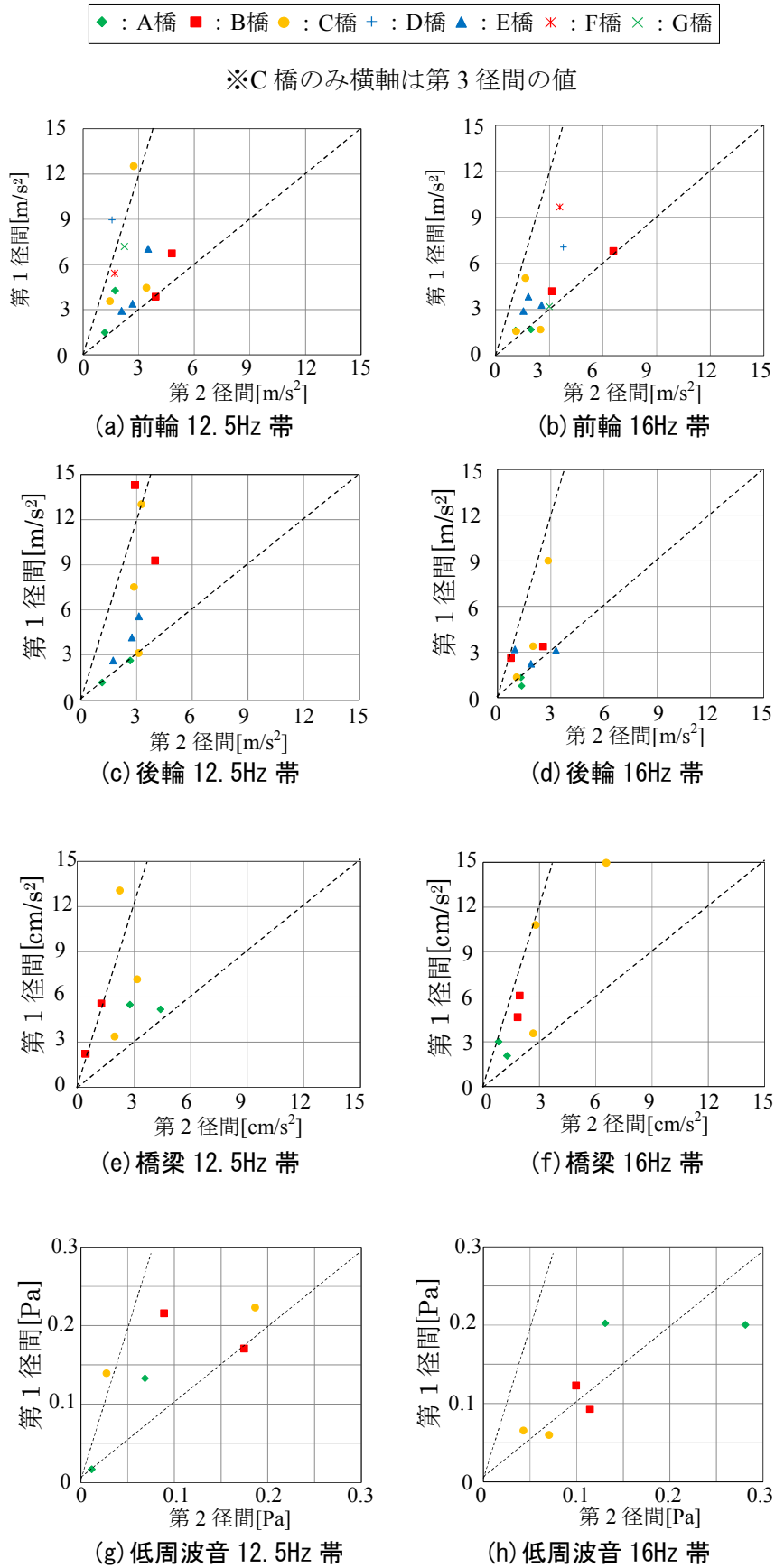


図-4.3.5 応答の増幅比率

#### 4.3.5 伸縮装置前後の路面凹凸形状

伸縮装置前後の路面凹凸の計測記録と伸縮装置前後の構造を対比（図-4.3.6～図-4.3.12）し、伸縮装置前後の路面凹凸の特性を整理した。ここで、B橋、C橋、F橋、G橋の伸縮装置中央のマイナスの値は、フィンガージョイントの溝に対する計測値であり、実際はほぼ平坦であると推察される。図-4.3.6より、A橋に関しては、伸縮装置の規模が小さく、また、伸縮装置前後の舗装の劣化が少ないため幅3m程度のなだらかな凸型形状となっているものの、小刻みな凹凸は見られない。一方、B橋～G橋に関しては、図-4.3.7～図-4.3.12より、伸縮装置脇の後打ちコンクリートとアスファルト舗装およびその上に施工された段差修正対策が凹凸の原因となっており、E橋以外は上に凸、E橋は下に凸となっている。また、C橋では、さらにアスファルト舗装区間で実施された断続的な対策が凹凸の原因となっている模様である。

伸縮装置前後の路面凹凸はこの上を車両が走行することで、走行速度に応じた周波数をもつ外力となるため、図-4.3.6～図-4.3.12に凹凸の波長を示すとともに、表-4.3.3に試験車両の走行速度に応じた周波数を示した。これより、A橋の場合は、波長が長く、試験車両の走行速度70km/hに対する周波数が3Hz程度と小さい。一方、B橋からG橋の場合は、試験車両の走行速度（80km/hまたは、90km/h）に対する周波数が10Hz前後となり車両と橋梁を共振させる可能性が高いことが分かる。特に、車両と橋梁の振動と低周波音の大きいB橋とC橋に着目すると、B橋は凹凸が大きく、C橋は凹凸の波数が多いという特性があり、これが振動と低周波音を大きくしている要因と推察される。またG橋の場合は、伸縮装置位置の段差とその後の段差補修対策位置の凸部を山と捉えると30Hz程度と少し大きめの値となる。

ここで、前述の伸縮装置前後の路面凹凸に関する調査事例のうち、調査事例の多い深田他<sup>28)</sup>による高速道路2424箇所に対する調査では、凹凸型と凸凹型（1波長）が全体の約65%を占め、10%が凹か凸型（0.5波長）、10%が平坦で、凹凸が1.5波長に及ぶものは約10%であったこと、また凹凸型と凸凹型（1波長）の波長は、2～6mが全体の6割を占め最も多いことが報告されている。

今回の調査対象の伸縮装置付近の凹凸は、A橋を除き上記調査結果のうち、波長の短めのものに該当する。なお、波数に関しては、A橋、F橋は0.5波長、B橋、E橋、G橋は1.5波長、C橋、D橋は2波長に分類できよう。

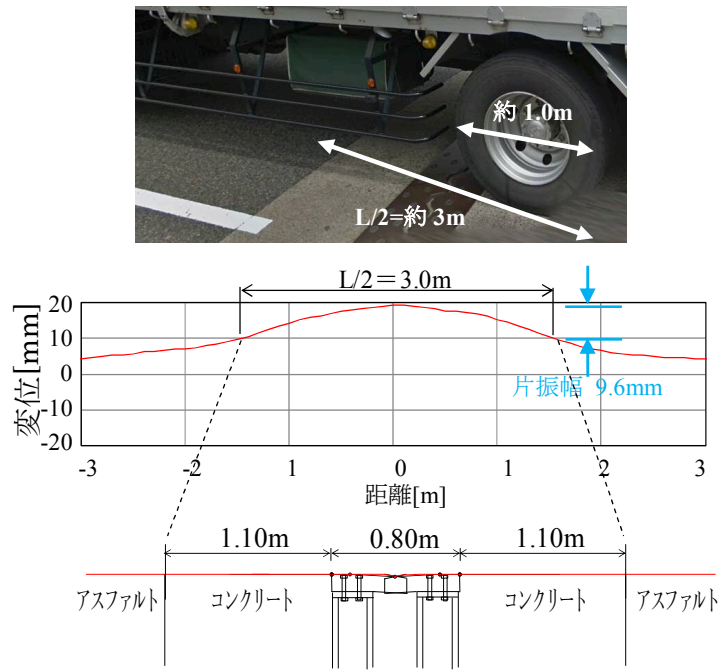


図-4.3.6 路面凹凸の特性 (A橋)

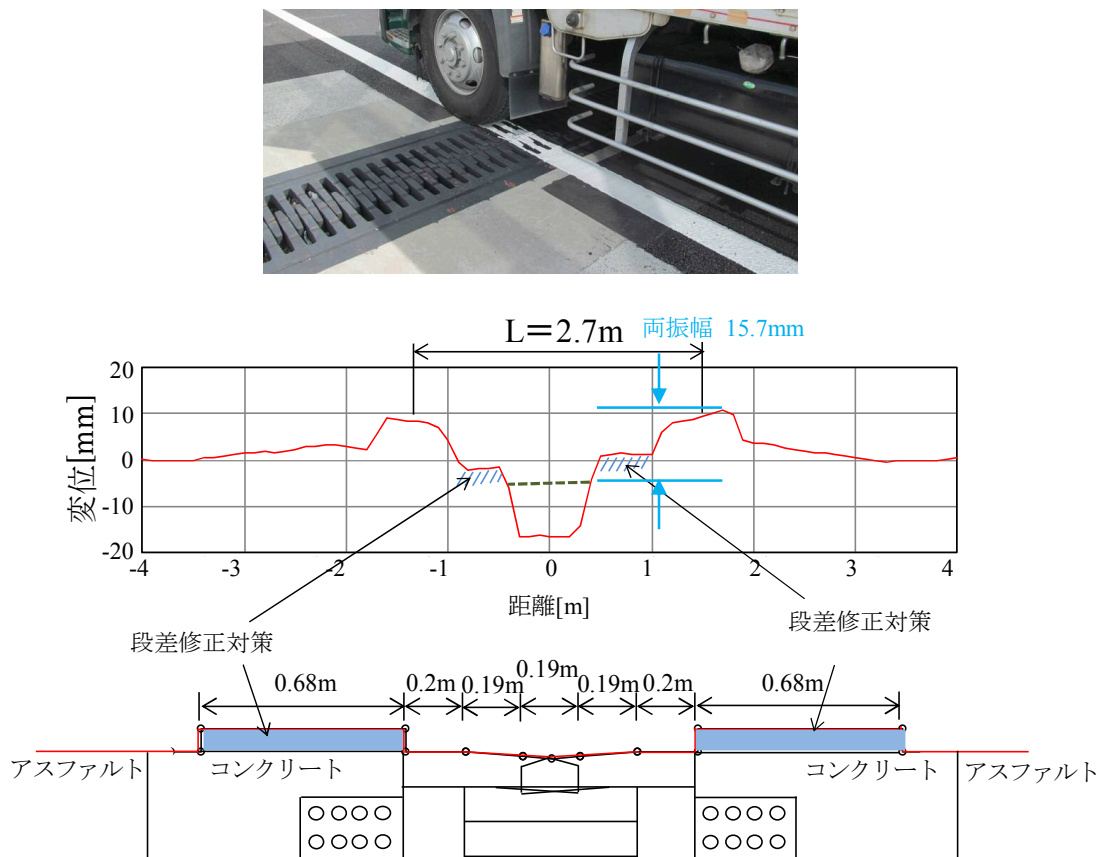


図-4.3.7 路面凹凸の特性 (B橋)

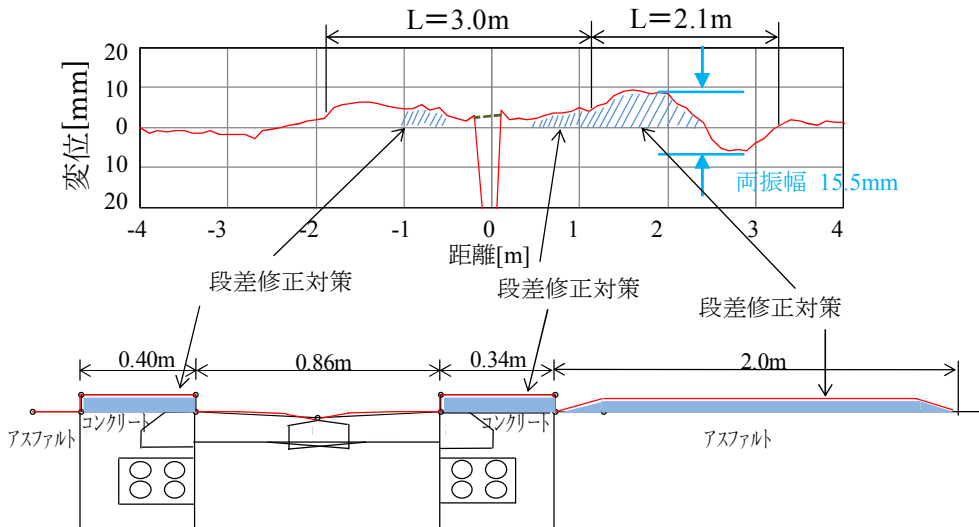


図-4.3.8 路面凹凸の特性 (C橋)

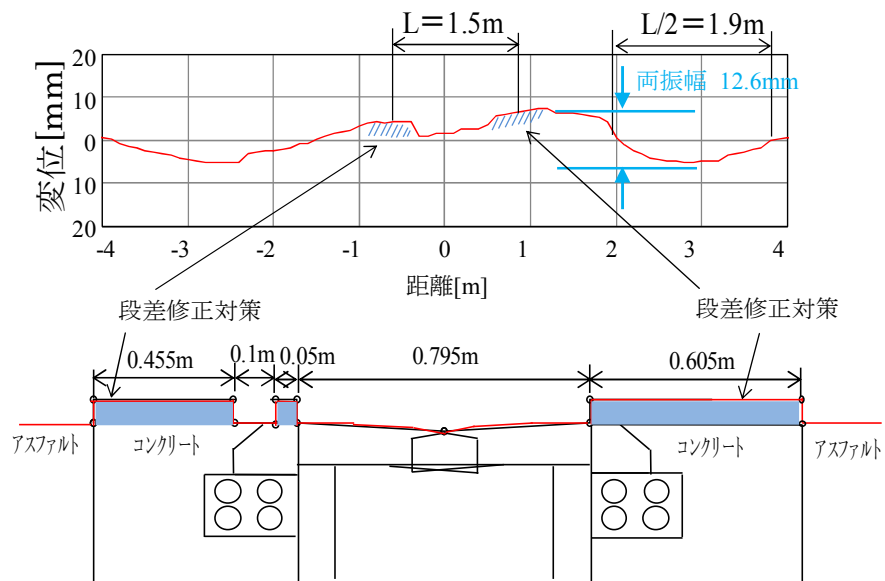


図-4.3.9 路面凹凸の特性 (D橋)

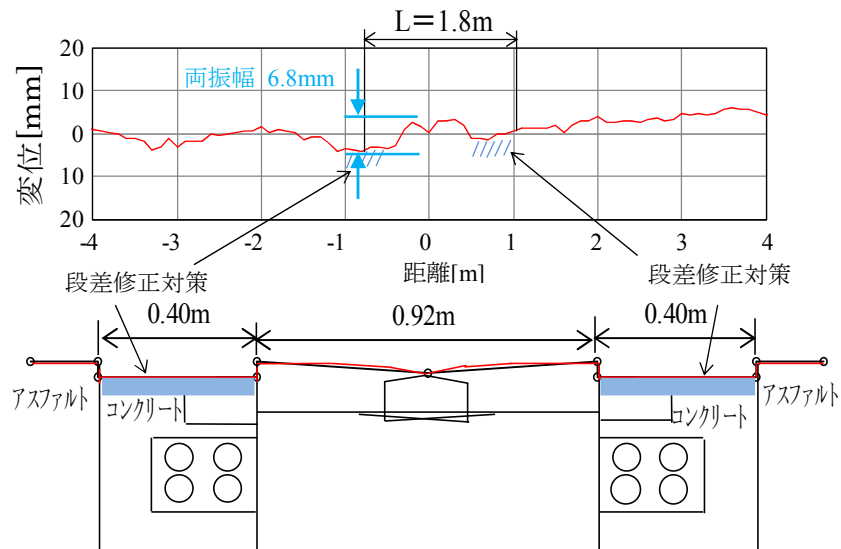
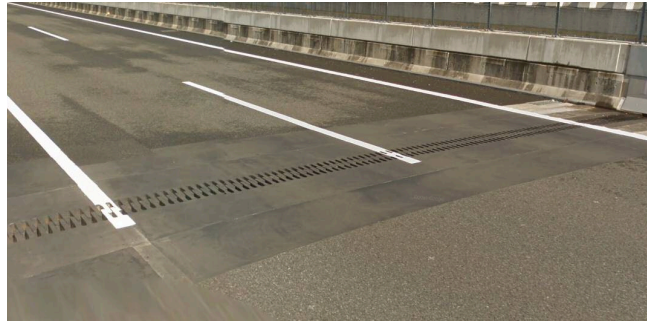


図-4.3.10 路面凹凸の特性 (E橋)

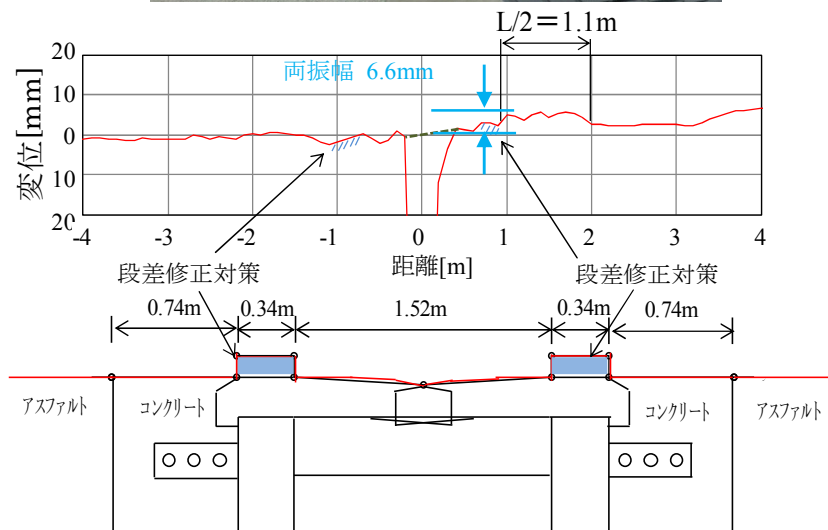
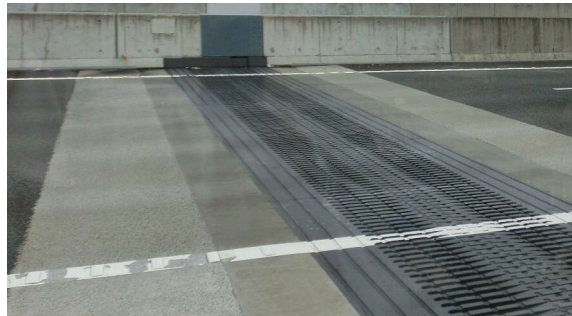


図-4.3.11 路面凹凸の特性 (F橋)



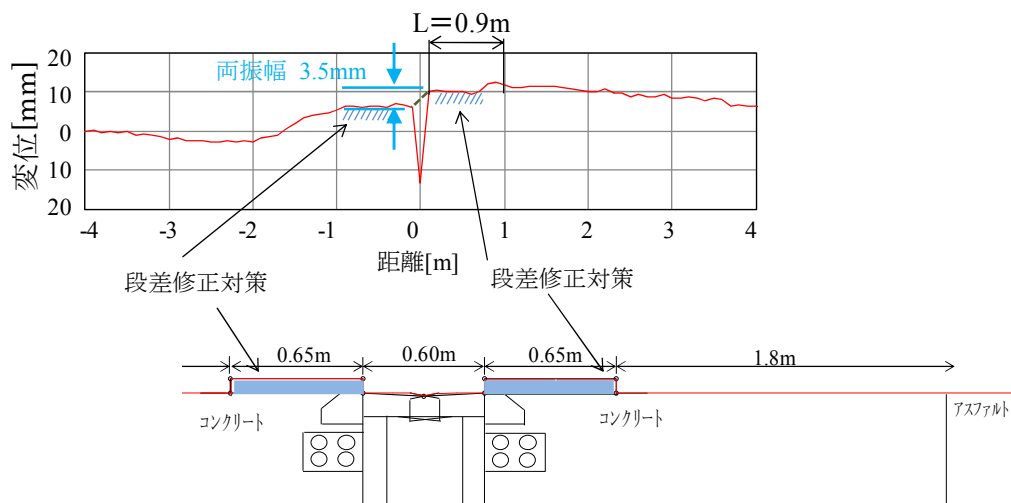


図-4.3.12 路面凹凸の特性 (G橋)

表-4.3.3 ジョイント付近の路面凹凸の特性と卓越周波数

橋梁	波長 L[m]	波数	周波数[Hz] (80km/h 相当)	試験車両 速度 [km/h]	周波数[Hz] (試験車両 速度相当)	凹凸大きさ [mm] (両振幅)
A橋 (従来)	6	0.5	3.7	70	3.2	19.2
B橋 (合理化)	2.7	1.5	8.2	80	8.2	15.7
C橋 (合理化)	2.1~3.0	2.0	7.4~10.6	80	7.4~10.6	15.5
D橋 (合理化)	1.5~3.8	2.0	5.8~14.8	90	6.6~16.7	12.6
E橋 (箱桁)	1.8	1.5	12.3	80	12.3	6.8
F橋 (箱桁)	2.2	0.5	10.1	90	11.4	6.6
G橋 (PRC桁)	0.9	1.5	24.7	90	27.8	3.5

## 4.4 解析モデルを用いた分析と評価

### 4.4.1 車両走行解析方法

伸縮装置前後の路面凹凸による車両と橋梁への影響を解析的に評価するため橋梁モデル上に路面凹凸を考慮した車両走行解析<sup>18)</sup>を実施した。同解析手法は、「1.2.2 対策効果の予測手法」で記した橋梁の路面凹凸の上を移動する車輪（図-4.4.1）のばねの下端と橋面の振動を同一として橋梁と車両の運動方程式を連立させて解くものであり、本検討において「動的相互作用解析」と呼ぶ解析方法である。

同解析方法では、橋梁系振動方程式と車両モデルの振動方程式を連成させた連立方程式を解くことになるが、本研究に用いたプログラム (DYNA-VC:伊藤忠テクノソリューションズ株式会社) では、橋梁系と車両系の振動方程式を積分時間ステップ毎に連立項を反映させて個別に解いている。収束計算は、それぞれ橋梁の鉛直方向加速度 ( $\ddot{z}_c$ ) と車両のばね下部の鉛直方向加速度 ( $\ddot{z}_T$ ) に着目し、積分時間ステップ毎に実施しており、収束計算における前ステップとの相対誤差を、本検討では  $0.01\text{cm/s}^2$  以下としている。また、車両モデルは、2自由度系モデルを2軸4自由度系モデルに拡張している。

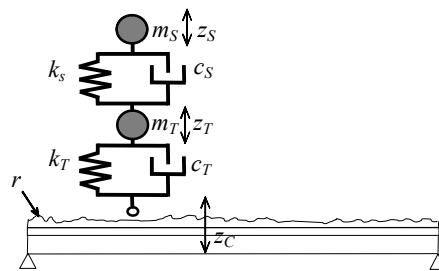


図-4.4.1 車両の軸間距離を無視した2自由度系モデル

#### 4.4.2 解析モデルの適用性検討

B 橋に対して車両走行解析を実施し、計測結果の再現性を検証した。橋梁の解析モデルと着目する 10~20Hz 帯の卓越周波数の振動モードを図-4.4.2 に示す。橋梁の解析モデルでは、床版と桁はシェル要素、横構、対傾構、補剛リブ等は梁要素、支承はばね要素によりモデル化した。舗装は質量のみを考慮し、下部構造は、上部構造の振動特性の分析において影響が小さいと判断し、モデル化を省略した。モデルの分割は、橋軸方向に関しては、1 径間当たり 8 分割、橋軸直角方向は全幅を 10 分割した。着目する周波数の上限値である 20Hz 程度までの振動モード形状は、橋軸方向に対しては 1 径間当たり 1 波長程度、橋軸直角方向に対しては 0.5 波長程度となることから、十分に密な分割である。橋梁部材の減衰定数は、道路橋示方書の線形部材の値として鋼材は 2%、床版コンクリートと支承は 3%とした。また、着目周波数のモード図より、伸縮装置前後の路面凹凸により励起される振動モードは、支間の 1/4 点と 3/4 点の床版中央にピークがある床版の鉛直振動であることがわかる。

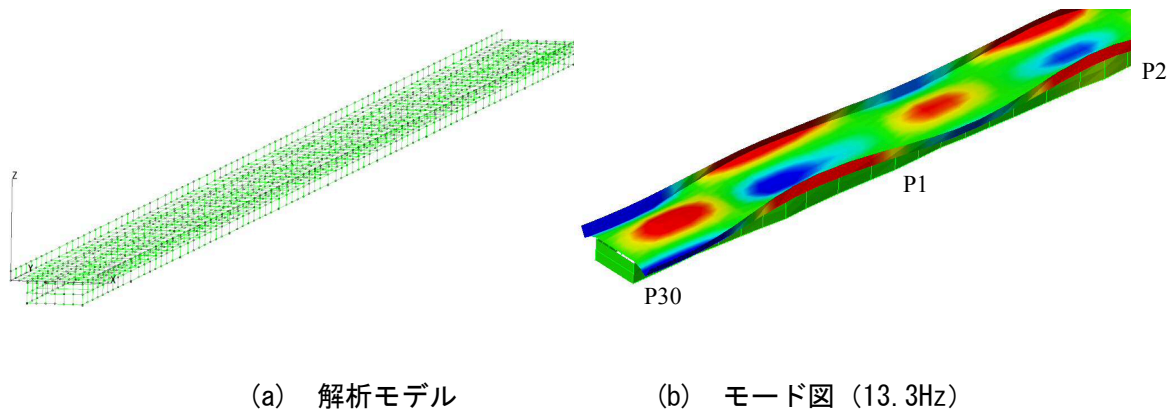


図-4.4.2 B 橋の解析モデルと着目周波数のモード図

車両モデルは、土木研究所資料<sup>16)</sup>で用いられている図-4.4.3 に示す 2 軸 4 自由度系モデルとした。車両のばね上質量の配分は車両モデルにおいて算定し、橋梁系と車両系の連成振動の算定は、前・後輪位置で橋梁系と車両系の振動方程式を積分時間ステップ毎に連立項を反映させて解くこととなる。試験車両の解析モデルの諸元を表-4.4.1 に、固有振動解析結果を図-4.4.4 に示す。車両の重量は車検証、ばね定数と減衰定数は試験車両の振動計測記録の卓越周波数、対数減衰率を基に設定した。車両の走行位置は、図-4.4.5 に記すとおり計測時と同様に走行車線とした。

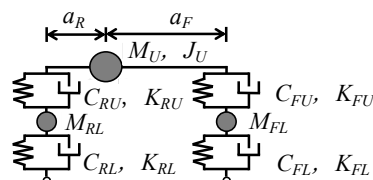
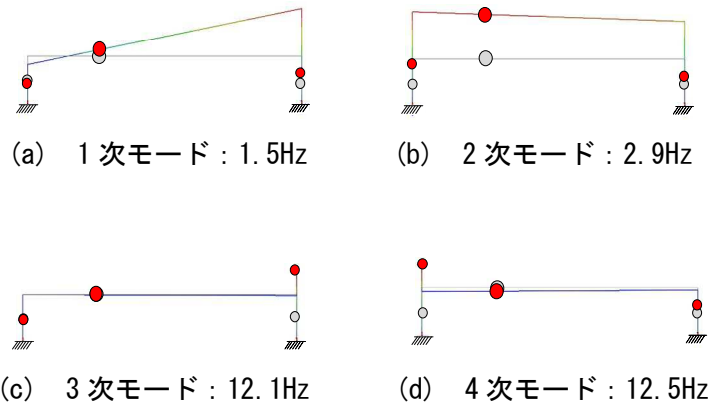


図-4.4.3 2 軸 4 自由度系モデル

表-4.4.1 B橋の解析に用いた車両モデルの諸元

部位	ばね定数 [kN/m]	減衰定数 [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]
前輪ばね上部	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 5.88$	$M_{FL} = 14.3$ ( $a_F = 4.66m$ )	$M_U = 194$ ( $J_U = 4180kN \cdot m$ )
前輪ばね下部	$K_{FL} = 6860$	$C_{FL} = 19.6$		
後輪ばね上部	$K_{RU} = 9020$	$C_{RU} = 31.4$	$M_{RL} = 37.2$ ( $a_R = 1.72m$ )	
後輪ばね下部	$K_{RL} = 13700$	$C_{RL} = 39.2$		



モード次数	周波数[Hz]	周期[sec]	有効質量比 (鉛直方向)
1	1.5	0.65	0.02
2	2.9	0.35	0.89
3	12.1	0.08	0.03
4	12.5	0.08	0.06

図-4.4.4 B橋の解析に用いた試験車両の卓越周波数

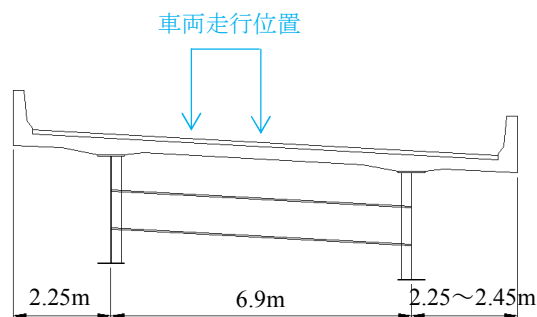


図-4.4.5 B橋の車両の走行位置

振動モードの確認のため、試験車両のばね下と橋梁の卓越周波数である 12.5Hz 帯の橋梁のモード図を計測記録と比較して図-4.4.6 に示す。各点のモード振幅は、12.5Hz 帯のフィルター波形の振幅とし、最大振幅が発生する支間 1/4 点の橋軸直角方向の床版中央において最大加速度が発生する時刻の値とした。ここで、計測記録については、B 橋では主桁間の床版中央の位置に計測点がないため、上部構造の形状寸法がほぼ同一である D 橋の計測記録と比較した。これよりモード形状は妥当と考えられる。

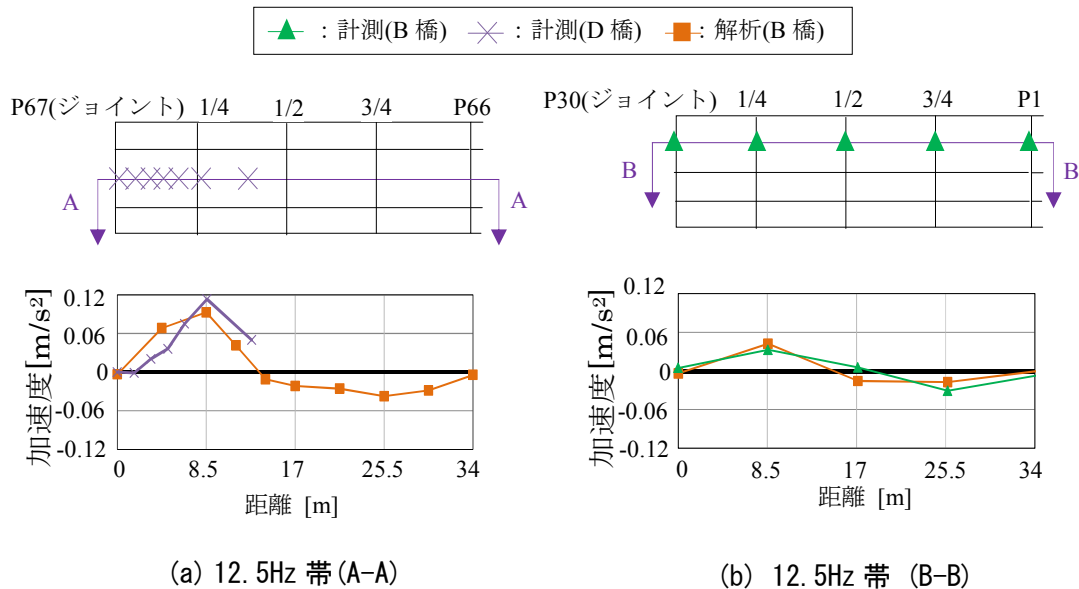
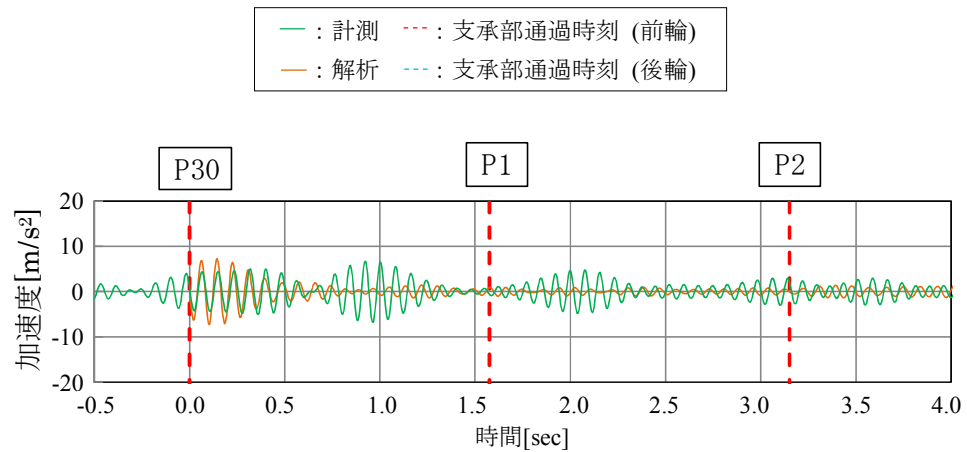
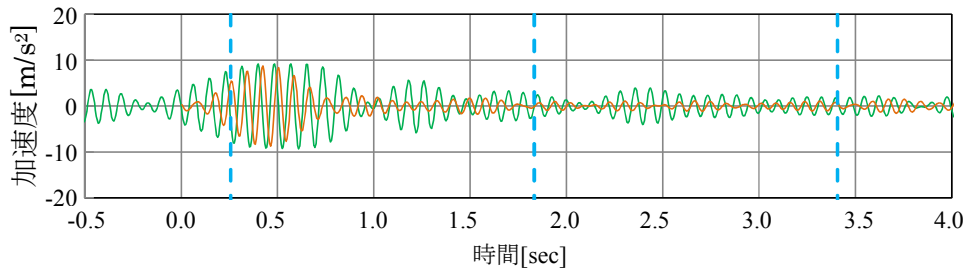


図-4.4.6 振動モードの比較

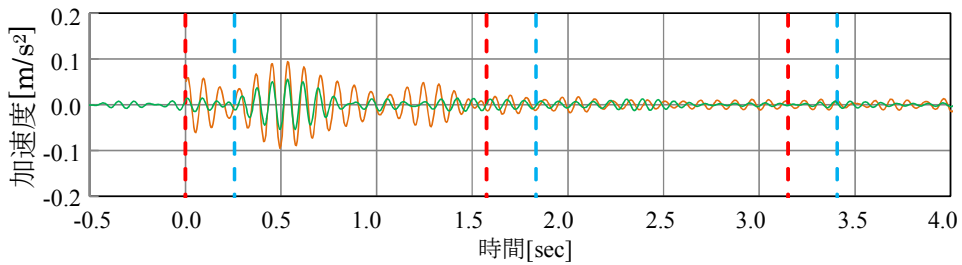
振動加速度の発生タイミングの確認のため、加速度波形のフィルター波形を先に図-4.3.3 で示した計測記録と重ねて図-4.4.7 に示す。解析結果を計測記録と対比すると、伸縮装置前後の路面凹凸の影響が小さくなる第 1 径間通過後の解析結果が計測記録に比べて小さいが、伸縮装置通過直後の 1 径間程度の範囲で車両と橋梁の振動が大きく励起される傾向が解析においても再現できることが確認できた。ここで、第 1 径間通過後において計測記録と解析結果が異なる原因としては、左右の車輪位置での路面凹凸の相違を解析上考慮していないことや、試験車両が実際に通過した路面凹凸と解析で用いた路面凹凸の違い等が考えられるが、今後の確認事項としたい。ただし、解析モデルは、伸縮装置前後に存在する路面凹凸を通過した前輪と後輪の振動が順次励起され、車両が図-4.4.2 で示した床版の卓越周波数帯の振動モードの一つ目のピーク位置である支間 1/4 点付近を通過する際に車両と床版の振動が最も励起され、支間 3/4 点付近でも励起されるという現象が再現できている。このため、伸縮装置前後の路面凹凸の特性と橋梁振動との因果関係の検討には適用可能と判断した。



(a) 前輪 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯)



(b) 後輪 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯)



(c) 橋梁支間 1/2 点 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯)

図-4.4.7 解析による応答加速度のフィルター波形(B橋)

#### 4.4.3 伸縮装置前後の路面凹凸のパラメータ解析

##### (1) 凹凸パラメータの設定

前節の伸縮装置前後の路面凹凸に関する調査結果を踏まえ、凹凸の形状と周波数（波長）、凹凸の波数、大きさをパラメータとした解析を実施した。パラメータの一覧を表-4.4.2、表-4.4.3に示す。ここで、路面凹凸の形状は、正弦波と段差を考慮した。周波数は、車両および橋梁の卓越周波数に一致する周波数を基本とし、これの0.5倍、2/3倍、1倍、1.5倍、2倍について実施した。波長（L）換算では、2倍、1.5倍、1倍、2/3倍、0.5倍になる。本検討では、解析モデルはB橋とA橋を用いた。ただし、車両のばね下と橋梁の卓越周波数が異なると、橋梁が共振しなくなるうえに挙動が複雑になるため、A橋の解析モデルでは、車両モデルのタイヤのばね値を補正し、車両のばね下の卓越周波数を橋梁と一致させた。なお、本検討は、伸縮装置位置の凹凸を凹状としたが、凸状としても応答結果の正負が異なるだけで同様の結果となる。

表-4.4.2 路面凹凸のパラメータ（その1）

	周波数比	凹凸の波数		
		(1)0.5	(2)1	(3)1.5
正弦波	0.5			
	0.667			
	1			
	1.5			
	2			
段差	0.5			
	0.667			
	1			
	1.5			
	2			

表-4.4.3 路面凹凸のパラメータ（その2）

	周波数比	凹凸の深さ		
		1/2倍(10mm)	20mm	2倍(40mm)
正弦波	1			
段差	1			

(2) B橋に対する車両走行解析

表-4.4.2の路面凹凸をB橋の解析モデル上に設定し、B橋の試験車両を走行させた。着目点は、伸縮装置直近の着目周波数のピーク位置である第1径間の支間1/4点の橋軸直角方向の床版中央の応答とした。車両と橋梁の応答計算結果の一例として凹凸の波数を1.5とし、凹凸の周波数比を0.5, 1, 2とした場合の加速度波形を図-4.4.8, 図-4.4.9に、加速度波形のフーリエスペクトルを図-4.4.10に示す。これより、正弦波入力の場合では、路面凹凸を通過する際の車両振動は、路面凹凸に概ね一致した振動となり、その後車両の卓越周波数に対する振動に移行するが、橋梁振動においては路面凹凸の卓越周波数の影響は薄れ、橋梁の卓越周波数の成分が増えている。また、路面凹凸の周波数が車両および橋梁の卓越周波数と一致すると車両と橋梁の増幅が大きくなっている。段差入力の場合では、路面凹凸の周波数が小さい(波長が長い)場合は、正弦波入力の場合に比べ車両の振動に高周波数成分が増え、橋梁の振動にも高周波数成分が増える。これは衝撃的な振動が作用するためと推定される。ただし、橋梁の卓越周波数帯の応答は同程度である。これは周期的に作用する振動成分の影響と推定される。

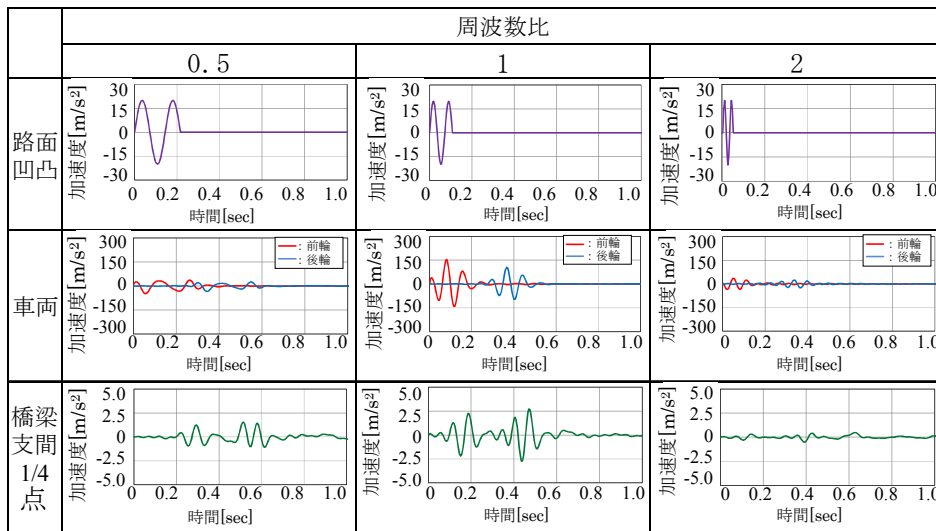


図-4.4.8 車両と橋梁の加速度波形(正弦波)

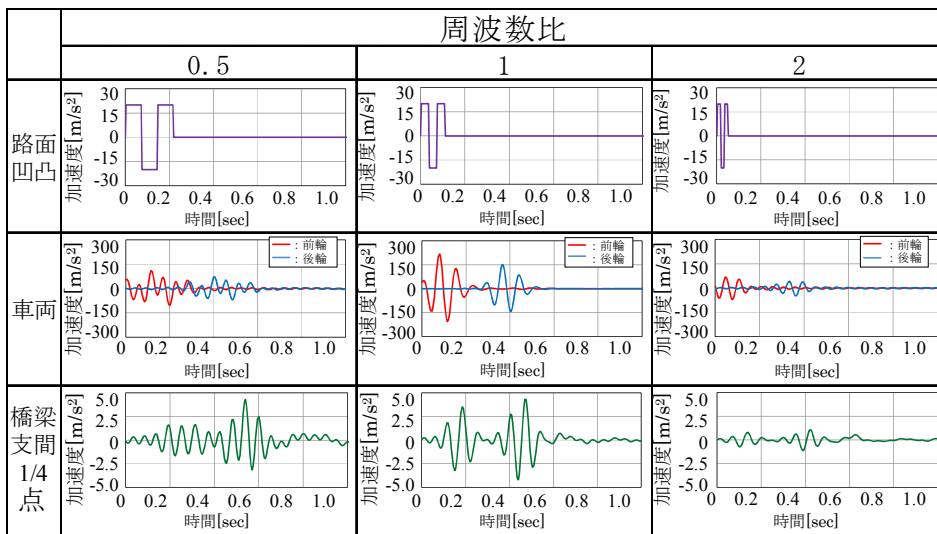


図-4.4.9 車両と橋梁の加速度波形(段差)



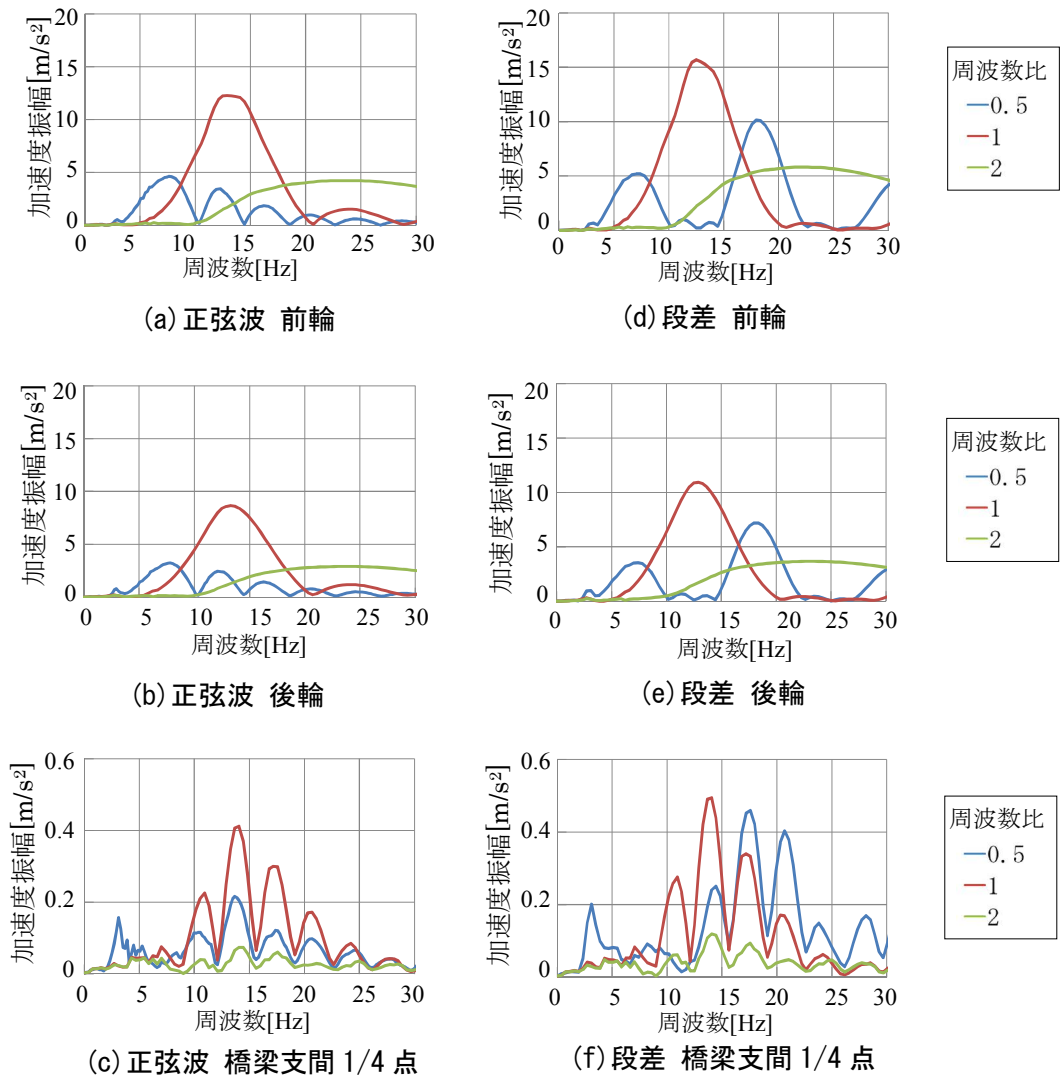


図-4.4.10 車両と橋梁の加速度波形のフーリエスペクトル

### (3) パラメータの影響評価

車両と橋梁の卓越周波数帯のフィルター波形の最大加速度に着目して、解析パラメータに対する影響分析を行った。図-4.4.11はB橋について表-4.4.1に示した路面凹凸の形状と周波数比、凹凸の波数をパラメータとした分析結果である。これより、車両振動の大きさは凹凸の波数におおよそ比例するが、橋梁振動の大きさは乗り入れ後の波数が同一である1波と1.5波の差はわずかであり、乗り入れ後の波数が低下する0.5波では大幅に低下することが確認された。また、波数が最大の1.5波の結果に着目すると、車両と橋梁の振動は、路面凹凸の周波数が一致すると最大となり、路面凹凸の周波数が車両および橋梁の周波数の2/3倍、1.5倍程度にずれた場合の車両と橋梁の振動加速度は、1倍の場合の75%程度以下となるが、0.5倍、2倍程度にずれた場合は50%程度以下にまで低下する。この傾向は、凹凸が正弦波状にならなかであっても、段差形状であっても同様であることが確認された。また、表-4.4.3に示した凹凸の大きさをパラメータとした解析結果の加速度波形のフーリエスペクトルを整理した図-4.4.12より、車両と橋梁の振動の大きさは路面凹凸の大きさに比例することが確認された。以上の結果を橋梁振動に着目し、伸縮装置

前後の路面凹凸の対策効果の目安として表-4.4.4～表-4.4.6 および図-4.4.13～図-4.4.15 に振動加速度レベルで整理した。これより、凹凸の波数は、乗り入れ後の波数が同じ1.0波の場合は、1dB（10%）程度の低減であるが、波数が1/3になると10dB（70%）以上の低減が期待できる。また、周波数比が2/3倍、1.5倍にずれると2～6dB（20～50%）、0.5倍、2倍程度にずれると6～10dB（50～70%）程度以上の低減が期待できる。さらに、段差の0.5倍、2倍は6dB（50%、100%）程度の減と増になる。

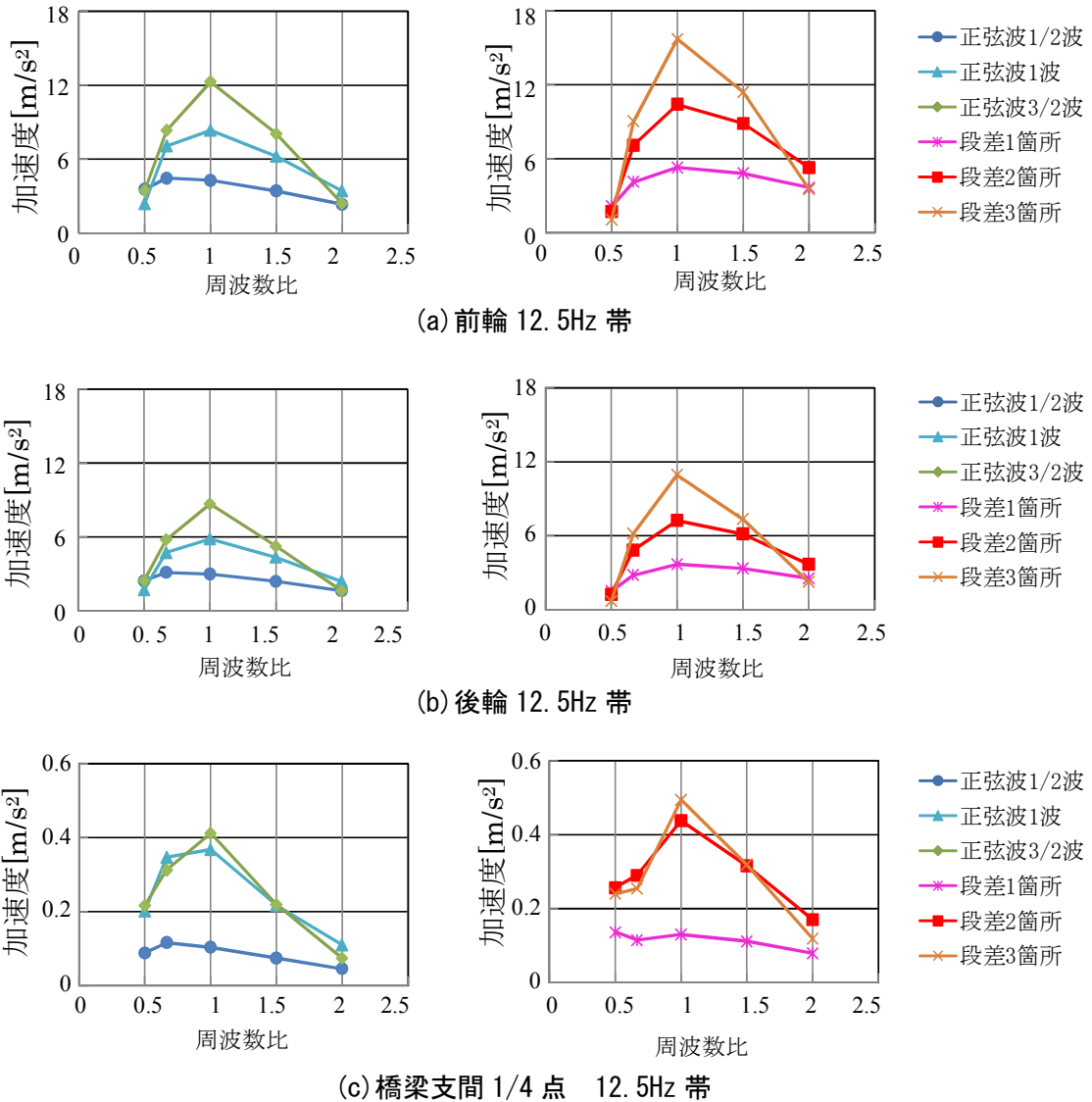


図-4.4.11 路面凹凸の形状等による違い

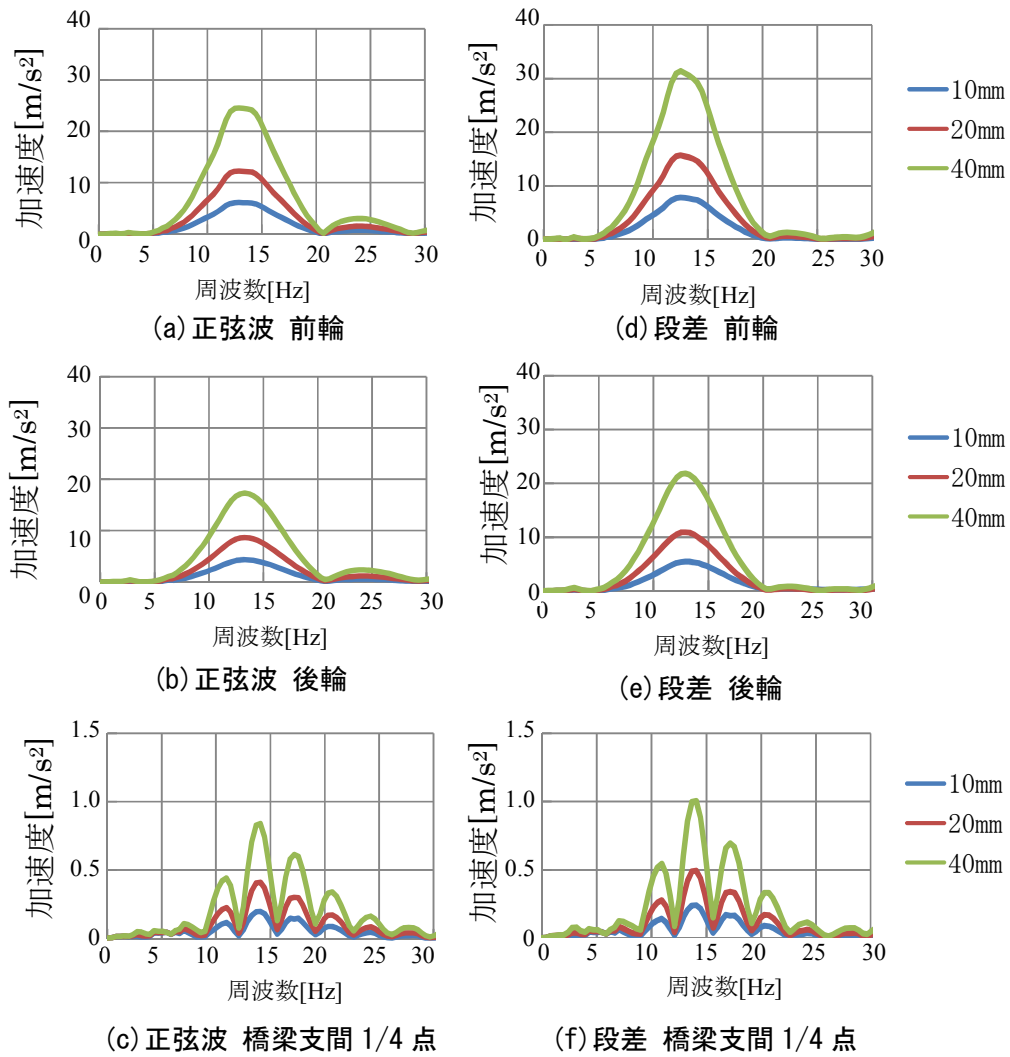
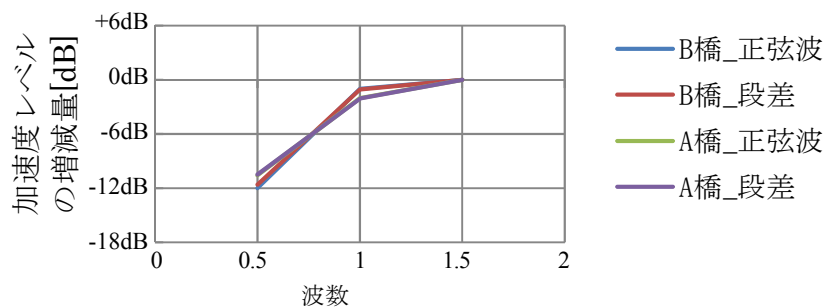


図-4.4.12 路面凹凸の高さによる違い

表-4.4.4 路面凹凸の波数による加速度レベルの違い

加速度レベル の増減量[dB]		波数		
		0.5	1	1.5
B橋	正弦波	-12dB	-1dB	基準
	段差	-12dB	-1dB	基準
A橋	正弦波	-11dB	-2dB	基準
	段差	-10dB	-2dB	基準

※応答の着目位置は第1径間の支間1/4点の床版中央



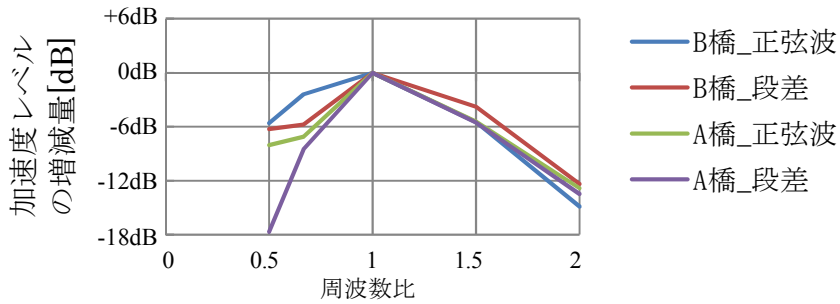
※応答の着目位置は第1径間の支間1/4点の床版中央

図-4.4.13 路面凹凸の波数による加速度レベルの違い

表-4.4.5 路面凹凸の周波数比による加速度レベルの違い

加速度レベルの増減量[dB]		周波数比				
		0.5	2/3	1	1.5	2
B橋	正弦波	-6dB	-2dB	基準	-5dB	-15dB
	段差	-6dB	-6dB	基準	-4dB	-12dB
A橋	正弦波	-8dB	-7dB	基準	-5dB	-13dB
	段差	-18dB	-9dB	基準	-6dB	-13dB

※応答の着目位置は第1径間の支間1/4点の床版中央



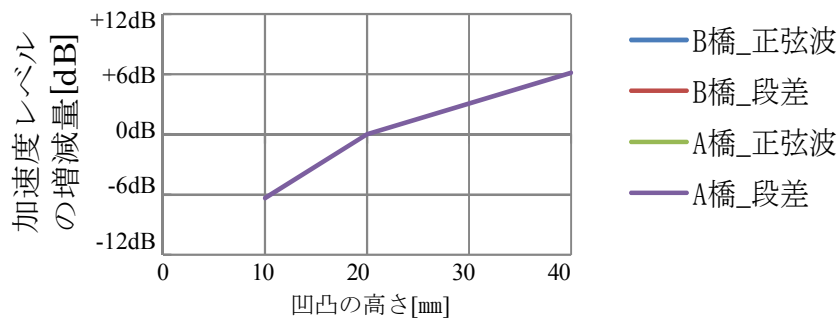
※応答の着目位置は第1径間の支間1/4点の床版中央

図-4.4.14 路面凹凸の周波数比による加速度レベルの違い

表-4.4.6 路面凹凸の高さによる加速度レベルの違い

加速度レベルの増減量[dB]		凹凸の高さ		
		10mm	20mm	40mm
B橋	正弦波	-6dB	基準	6dB
	段差	-6dB	基準	6dB
A橋	正弦波	-6dB	基準	6dB
	段差	-6dB	基準	6dB

※応答の着目位置は第1径間の支間1/4点の床版中央



※応答の着目位置は第1径間の支間1/4点の床版中央

図-4.4.15 路面凹凸の高さによる加速度レベルの違い

A 橋に対して B 橋と同様の解析を実施した。橋梁の解析モデルを図-4.4.16 に、試験車両の解析モデルの諸元を表-4.4.7 に、固有値解析結果を図-4.4.17 に示す。橋梁の解析モデルの作成方法は B 橋と同様とした。車両モデルは、土木研究所資料<sup>18)</sup>で用いられている 2 軸 4 自由度系モデルとし、同資料に記載の車両諸元を参考に設定した。ただし、ここでは、前述のとおりばね下のばね値を補正しばね下の卓越周波数を橋梁と同一の 16Hz 帯とした。

前掲の表-4.4.2 に対する解析結果を図-4.4.18 に、表-4.4.3 に対する解析結果を図-4.4.19 に示す。さらに、対策効果を振動加速度レベルで表記した結果を前掲の表-4.4.4～表-4.4.6 および図-4.4.13～図-4.4.15 に合わせて示す。これより、A 橋の結果からもおおよそ B 橋と同様な結果が確認された。

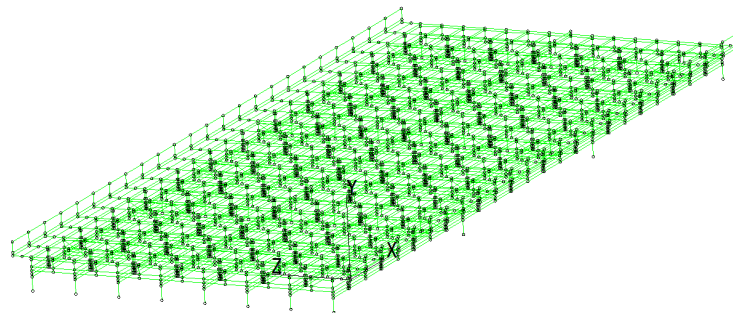
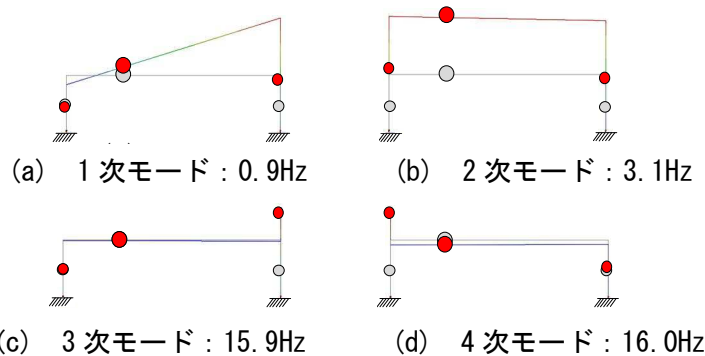


図-4.4.16 A 橋の解析モデル

表-4.4.7 A 橋の解析に用いた車両モデルの諸元

部位	ばね定数 [kN/m]	減衰定数 [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]
前輪ばね上部	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 16.7$	$M_{FL} = 6.87$ ( $a_f = 2.84\text{m}$ )	$M_U = 167$ ( $J_u = 4000\text{kN}\cdot\text{m}$ )
前輪ばね下部	$K_{FL} = 5500$	$C_{FL} = 1.96$		
後輪ばね上部	$K_{RU} = 11800$	$C_{RU} = 137$	$M_{RL} = 22.6$ ( $a_r = 1.01\text{m}$ )	
後輪ばね下部	$K_{RL} = 10500$	$C_{RL} = 6.86$		



モード次数	周波数[Hz]	周期[sec]	有効質量比 (鉛直方向)
1	0.9	1.11	0.004
2	3.1	0.32	0.952
3	15.9	0.06	0.003
4	16.0	0.06	0.040

図-4.4.17 A 橋の解析に用いた試験車両の卓越周波数

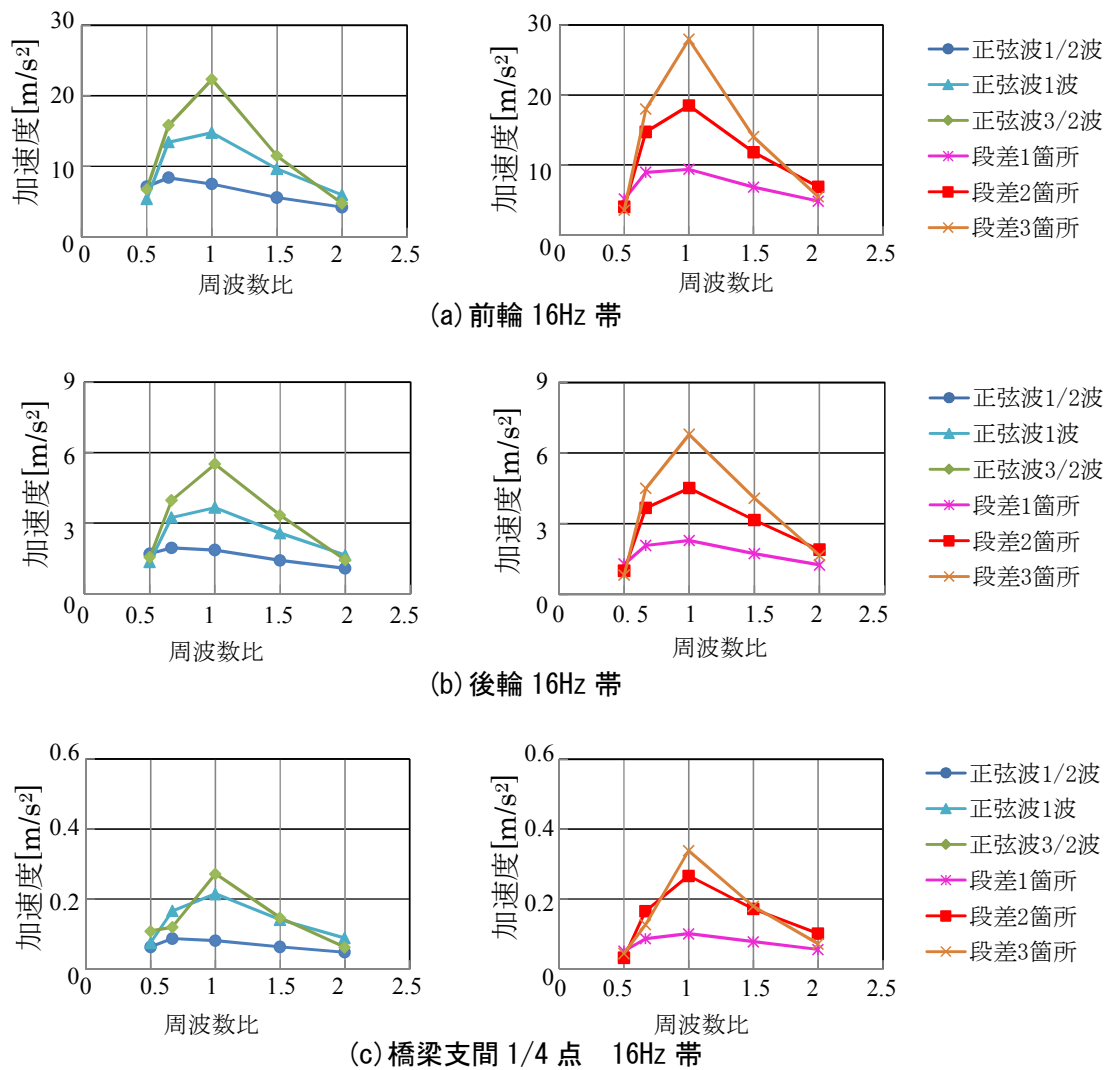


図-4.4.18 路面凹凸の形状等による違い

なお、車両と橋梁の卓越周波数が異なることによる橋梁振動への影響を把握するため、A 橋の検討において、車両のばね下の卓越周波数を橋梁と一致させた場合（前輪 15.9Hz、後輪：16.0Hz）に加え、試験車両の卓越振周波数帯にあわせた場合（前輪：10.1Hz、後輪 12.7Hz）と、中間的な場合（土木研究所資料のまま（前輪：11.5Hz、後輪 15.4Hz））について解析を実施し、橋梁の応答加速度の比較を行った。凹凸の波数を 1.5、凹凸の周波数比を 0.5~2 まで変えた場合の橋梁の卓越周波数帯の最大応答加速度を比較して図-4.4.20 に示す。これより車両の卓越周波数が橋梁と一致しない場合は、最大値が発生する路面凹凸の周波数が車両の卓越周波数側にシフトする傾向が見られるが橋梁の応答は路面凹凸がいずれの周波数帯であっても小さくなることが確認された。したがって、車両と橋梁の卓越周波数を一致させた本検討が橋梁の応答に対して最も厳しい条件であると言えよう。

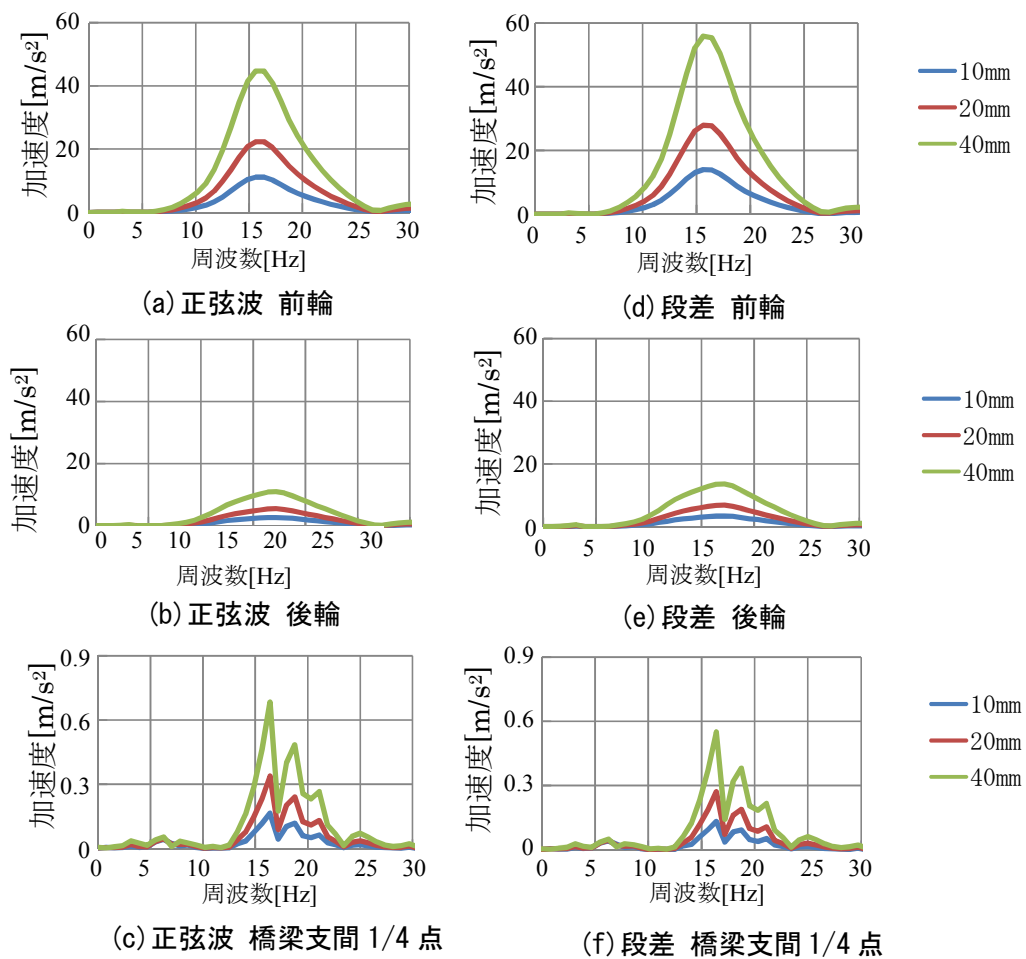
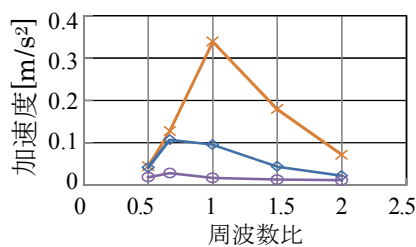


図-4.4.19 路面凹凸の高さによる違い



	卓越周波数	
	車両	
—x—	前輪	後輪
—◇—	15.9Hz	16.0Hz
—◇—	11.5Hz	15.4Hz
—○—	10.1Hz	12.7Hz

図-4.4.20 車両の卓越周波数による橋梁の応答への影響

#### 4.5 伸縮装置前後の路面凹凸と低周波音に関するまとめと考察

鋼鈹桁橋より発生する低周波音苦情のうち、建具のがたつきに対する“物的苦情”が発生すると考えられる参照値<sup>3),4),5)</sup>を超過する可能性の高い周波数のうち、車両が伸縮装置を通過した直後に大きな応答が発生する「10~20Hz帯」の低周波音の発生源となる橋梁振動について、これまで計測データや数値解析を用いた検討事例の無い、伸縮装置前後の路面凹凸の波長や分布等の特性と車両および橋梁の卓越周波数との関係に着目し、計測記録の分析と数値解析を併用して伸縮装置前後の路面凹凸による影響の大きさと要因検討を実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 伸縮装置前後の路面凹凸によって、試験車両のばね下の卓越周波数である10~20Hz帯（計測記録では10~16Hz帯）の振動が励起され、これにより橋梁の10~20Hz帯（計測記録では12.5~20Hz帯）の振動が励起されることがわかった。
- (2) 伸縮装置前後の路面凹凸によって励起された車両の振動とそれによる橋梁振動の継続時間は、桁橋においては橋梁1径間分を通過する程度の時間であることがわかった。
- (3) 伸縮装置前後の路面凹凸により励起された車両振動と橋梁振動の振幅は、伸縮装置のない径間の振動振幅に対して、路面凹凸の両振幅が15mm、波数が1.5~2、車両と橋梁に対する周波数比が0.6~0.8程度の場合に最大で4~5倍程度となることが確かめられた。
- (4) 伸縮装置前後の路面凹凸の調査結果より、伸縮装置前後の後打ちコンクリートとアスファルト舗装およびその上の段差修正対策による凹凸が車両のばね下と橋梁の卓越周波数帯である「10~20Hz帯」の波長に一致する可能性が高いことが確認された。
- (5) 路面凹凸をパラメータとして解析を行った結果から、車両の振動の大きさは、路面凹凸の波数と段差の大きさに概ね比例すること、また、橋梁の振動の大きさは、段差の大きさには比例するが、路面凹凸の波数に関しては、乗り入れ後の波の数に比例する傾向にあることがわかった。
- (6) 路面凹凸の周波数（波長）が、車両のばね下と橋梁の卓越周波数に合致（例えば、卓越周波数が12.5Hzで速度が80km/hの場合、波長は1.8mとなる）すると車両と橋梁振動の増幅は最大となることがわかった。
- (7) 路面凹凸の形状は、正弦波、段差のいずれの形状であっても路面凹凸により橋梁振動が励起される際の路面凹凸の波数と大きさならびに波長の影響は同様な傾向を示すことがわかった。
- (8) 路面凹凸の周波数が車両および橋梁の周波数のおよそ1.5倍ずれた場合の車両と橋梁の振動加速度は、同調した場合（1倍の場合）の75%程度以下となること、また、2倍にずれた場合は50%程度以下にまで低下することが確かめられた。

以上の成果に基づき、本研究では、橋梁振動に対する伸縮装置前後の路面凹凸の特徴を整理して、モデル化することで、路面凹凸の制御対策の効果を振動加速度レベルの換算で評価することができた。低周波音に関しても橋梁振動と同様な増幅が確認できていることから、低周波音に対する対策の目安になると考えている。

伸縮装置前後の路面凹凸に橋梁の10~20Hz帯（計測では12.5~20Hz帯）の卓越周波数に合致する波長（1.8~1.1m（時速80kmの場合））に近い大きな路面凹凸を連続して作ると、車両の10~20Hz帯（計測では10~16Hz帯）の振動を励起し、橋梁の振動が励起される。このため、橋梁から発生する10~20Hz帯の低周波音の発生を抑制するためには、段差の発生し難い施工手順や材料の選定に加え、伸縮装置と後打ちコンクリート、段差修正対策の区間長を橋梁の卓越周波数に合致する



---

波長の半波長とならないように配慮する等，設計・施工および維持管理において注意することが重要と考えられる。



---

## 第5章 鉛直2次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証

### 5.1 目的と背景

「第3章 橋梁振動に伴う低周波音の発生部位の特定とその要因の分析」において、苦情事例の多い鋼鈹桁橋の従来の構造と合理化構造の橋梁を対象とし、加速度と低周波音圧の計測記録の分析と、橋梁の解析モデルを用いた数値解析を併用して低周波音の発生部位とその要因を分析した<sup>27)</sup>。この結果、鋼鈹桁橋より発生する低周波音の苦情のうち、建具のがたつきに対する“物的苦情”が発生すると考えられる参照値<sup>3), 4), 5)</sup>を超過する可能性の高い周波数は、何れの橋梁においても「3.15~5Hz帯」に加え、「10~20Hz帯」に存在することが明らかとなった。加えて、これらの低周波音は両周波数とも橋梁振動との相関があり橋梁振動が発生源である可能性が高いことが確認された。このうち、「3.15~5Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、主桁支間の中央がピークとなる鉛直振動であり、「10~20Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、主桁支間内に複数のピークが発生する鉛直振動で、個々のピークは橋軸直角方向については、床版の橋軸直角方向の全幅における中央がピークとなる振動（以降、「床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動」と略す）であることが確認された。また、「3.15~5Hz帯」の振動・低周波音は、主に車両のばねよりも上（ばね上）の路面に対する共振によるものであり、車両が橋梁の支間上を通過する間は継続的に大きいのに対し、「10~20Hz帯」の振動・低周波音は、主に車両のばねよりも下（ばね下）の主にタイヤの路面に対する共振によるものと推定され、車両が伸縮装置を通過した直後が特に大きいことが確認された。

さらに、「第4章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討」において、伸縮装置前後の路面凹凸、車両振動、橋梁振動ならびに低周波音の計測記録の分析と、橋梁モデルを用いた数値解析により路面凹凸の影響を評価し、伸縮装置前後の路面凹凸に橋梁の10~20Hz帯（計測では12.5~20Hz）の卓越周波数に合致する波長（1.8~1.1m（時速80kmの場合））に近い大きな路面凹凸が連続すると、車両の10~20Hz帯（計測では10~16Hz帯）の振動が励起され、橋梁の振動が励起されることが確認された。また、これによる振動の継続時間は、桁橋においては橋梁1径間分を通過する程度の時間であることがわかった。

本研究は、以上の研究成果を踏まえ、「10~20Hz帯」の低周波音の対策方法を選定し数値解析によりその効果を推定した。対策方法の選定では、低周波音の発生源と考えられる「10~20Hz帯」の橋梁振動のモード形状が、床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動で主桁支間内に複数発生することを踏まえ、振動モードのピーク位置の振幅を低減させる方法を選定した。対策効果の検討は、筆者らがこれまでの研究において振動計測結果のシミュレーションに用いた橋梁の3次元FEMモデルに対策方法を反映し、車両走行解析により橋梁の振動加速度の低減量を算定する方法を用いた。ここで、対策方法には各種の方法<sup>7)</sup>があるが、本研究では、外力となる車両振動の抑制と、上部構造の剛性付加、減衰付加に着目した。車両走行解析では、対策の規模をパ

ラメータとし、解析結果の分析により対策効果の発現要因と、既設橋梁の「10～20Hz帯」の対策方法としての適用性に関する考察を行った。

## 5.2 対象橋梁

橋梁からの低周波音の実態調査としては、全国の道路橋80箇所周辺におけるデータを分析した研究<sup>25)</sup>があり、コンクリート橋に比べ、鋼橋の音圧レベルがやや大きいものとされている。このため、本研究では鋼橋のうち、数量の多い鋼桁橋を対象とし、多主桁の従来構造と、少数主桁の合理化構造に着目した。図-5.2.1～図-5.2.3に対象橋梁の一般図と計器配置を、表-5.2.1に対象橋梁の諸元を示す。

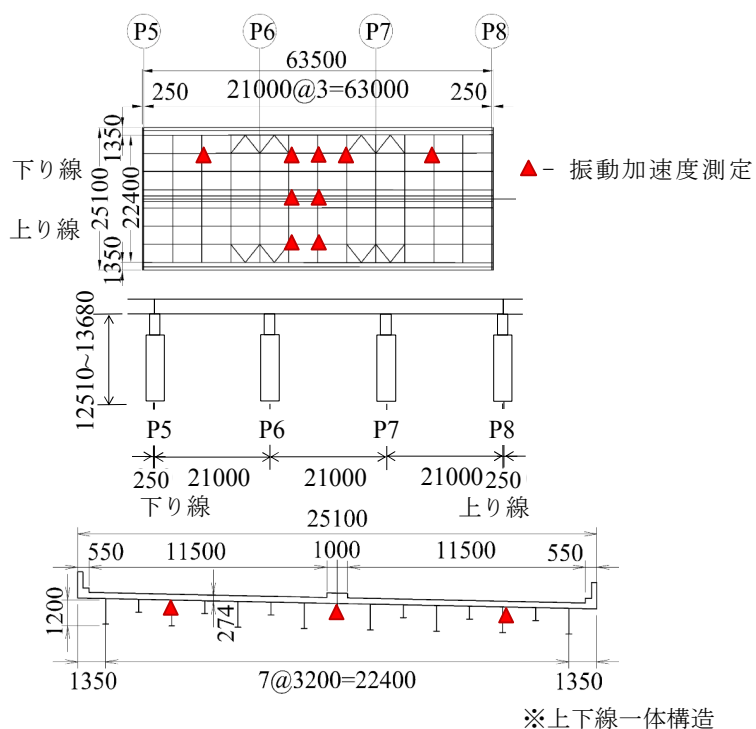


図-5.2.1 橋梁一般図 (A橋)

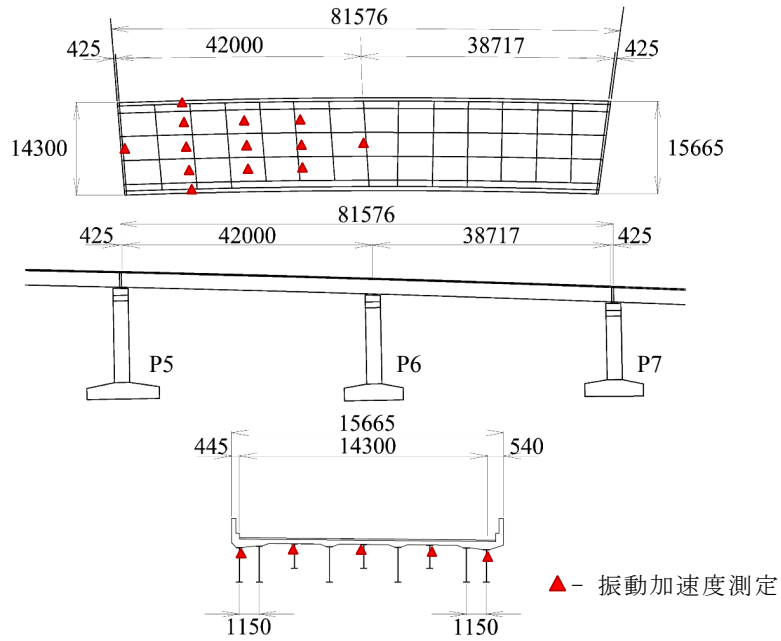


図-5.2.2 橋梁一般図 (B橋)

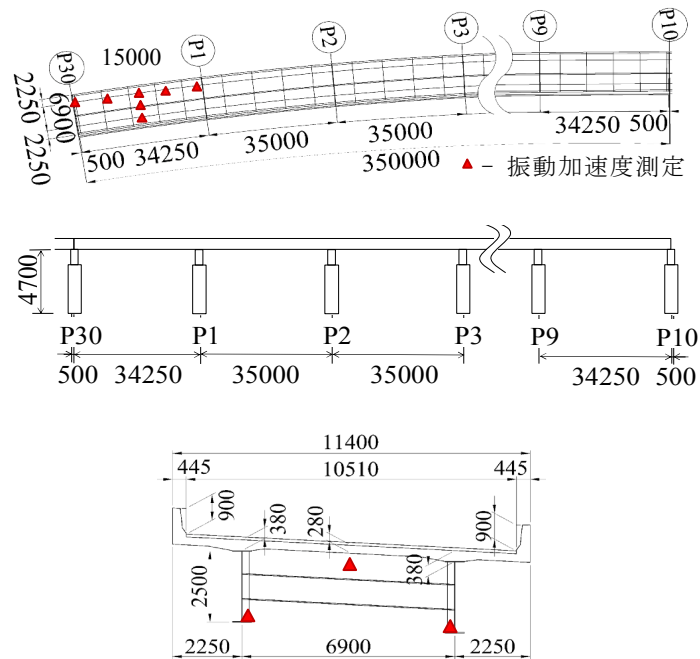


図-5.2.3 橋梁一般図 (C橋)

表-5.2.1 分析対象橋梁

名称	橋梁形式	スパン	主桁間隔	試験車両
A橋 (従来)	鋼3径間連続 鈹桁 (8主桁)	21m×3径間	3.2m×7 縦桁増設	No.1
B橋 (従来)	鋼2径間連続 鈹桁 (4主桁)	42m+38.72m	4.0×3 主桁・縦桁増設	No.2
C橋 (合理化)	鋼10径間連続 鈹桁 (2主桁)	34.25m+35m ×8+34.25m	6.9m	No.3

### 5.3 振動モード形状

#### 5.3.1 振動モード形状の推定方法

橋梁の解析モデルを作成し、固有振動解析を行うことで、苦情原因となる振動モード形状を推定した。橋梁の解析モデルでは、床版と桁はシェル要素、横構、対傾構、補剛リブ等は梁要素、支承はばね要素によりモデル化した。舗装は質量のみを考慮し、下部構造は、上部構造の振動特性の分析において影響が小さいと判断し、モデル化を省略した。図-5.3.1にC橋の解析モデルを示す。A橋とB橋についても同様のモデル化を行っている。なお、モデルの妥当性は、後述の車両走行解析により、着目周波数帯の振動モード図を作成し、これを計測記録と対比することで確認している。

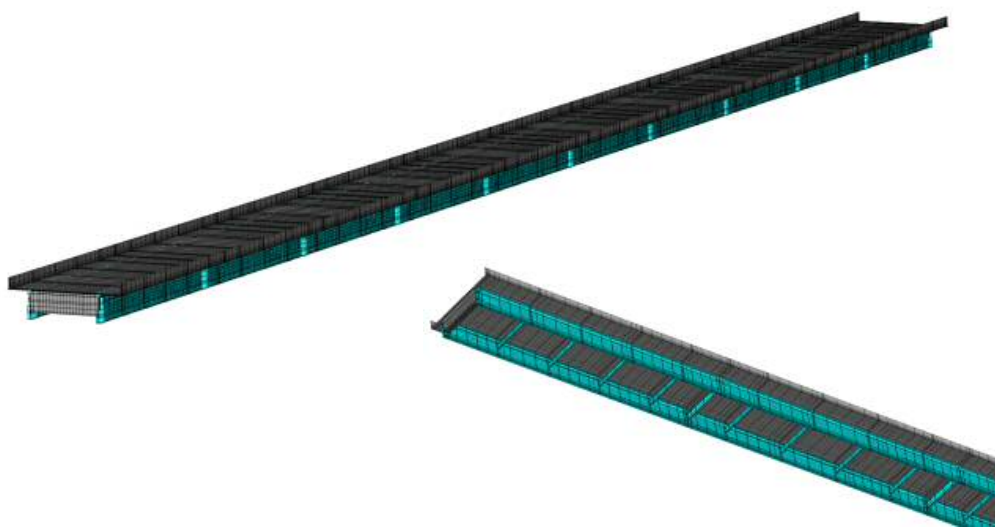


図-5.3.1 C橋の解析モデル

#### 5.3.2 苦情原因となる振動モードの形状の推定

固有振動解析結果を図-5.3.2～図-5.3.4に示す。まず、A橋、B橋では、「3.15～5Hz帯」の振動（ピーク周波数で、A橋：5Hz帯（4.4Hz）、B橋：3.15Hz帯（3.4Hz））は、図-5.3.2(a)、図-5.3.3(a)に示すとおり、主桁の支間の中央がピークとなる鉛直振動である。また、「10～20Hz帯」の振動（ピーク周波数で、A橋：16Hz帯（16.8Hz）、B橋：16Hz帯（16.4Hz））は、図-5.3.2(b)、図-5.3.3(b)に示すとおり、主桁の支間に上下方向の異なる凹凸が合計2または、3箇所現れるものであり、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動モードである。一方、C橋の「3.15～5Hz帯」の振動（ピーク周波数で、3.15Hz帯（3.2Hz））は、図-5.3.4(a)に示すとおり、主桁の支間の中央がピークとなる鉛直振動である。また、「10～20Hz帯」のピーク周波数である12.5Hz帯（11.4Hz）の振動は、図-5.3.4(b)に示すとおり、主桁の支間に上下方向の異なる凹凸が交互に2箇所程度現れるものであり、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動である。合理化構造のC橋は、主桁が2本しかないため、従来の構造のA橋およびB橋に比べて主桁に対する床版中央の鉛直変位が大きい点が特徴であり、合理化構造特有の

振動モードといえる。

以上より、いずれの橋梁とも、苦情原因になると考えられる振動モード形状は、「3.15～5Hz帯」では、主桁の支間中央がピークとなる鉛直の1次モードであること、また、「10～20Hz帯」では、主桁の支間に上下反転した複数個の凹凸が現れ、それぞれ床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動であることが確かめられた。

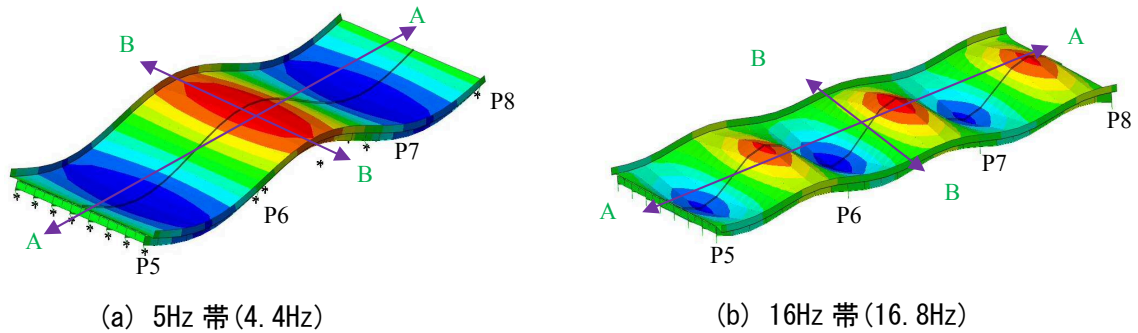


図-5.3.2 A橋の振動モード形状

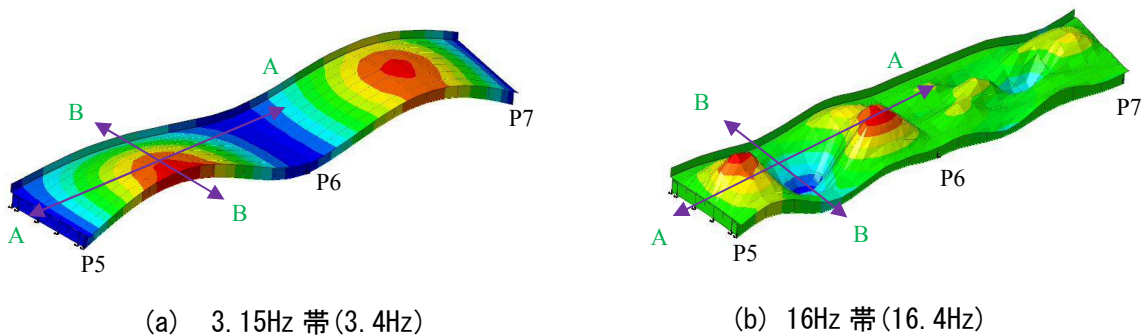


図-5.3.3 B橋の振動モード形状

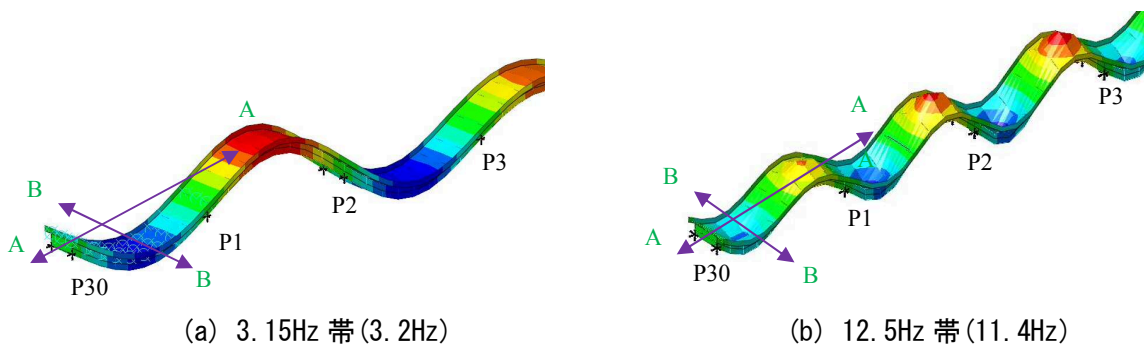


図-5.3.4 C橋の振動モード形状

## 5.4 対策方法の選定

### 5.4.1 対策方法の選定方針

橋梁振動対策には、交通対策、発振源対策、伝播経路対策、受振点対策があり、発振源対策には路面对策と上部構造対策、下部構造対策、基礎構造対策がある<sup>7)</sup>。本研究は上部構造の振動抑制対策に着目し、表-5.4.1の路面对策と上部構造対策を選定した。

表-5.4.1 対策方法一覧

対策方法		対象	基本諸元	パラメータ
1	路面凹凸	A橋	図-5.6.2	0.25倍, 0.5倍, 1倍 (伸縮装置前後の5m区間のみ)
		C橋	図-5.5.3	
2	端横桁のRC巻立て	A橋	既設フルウェーブ	RC巻立てなし, あり
		C橋	既設フルウェーブ+RC巻立て	
3	床版剛性付加	A橋	t=274mm	I=I <sub>0</sub> , t=t <sub>0</sub> I=1.95I <sub>0</sub> , t=1.25t <sub>0</sub> I=3.05I <sub>0</sub> , t=1.45t <sub>0</sub>
		C橋	t=280~380mm	
4-1	横桁剛性付加	A橋	既設横桁 I <sub>0</sub> =3.0×109mm <sup>4</sup> , h=0.9m	I=I <sub>0</sub> , h=0.9m I=1.9I <sub>0</sub> , h=1.2m
		C橋	—	
4-2	縦桁剛性付加	A橋	縦桁補強あり I <sub>0</sub> =1.6×109mm <sup>4</sup> , h=0.6m	I=0.0mm <sup>4</sup> I=I <sub>0</sub> =1.6×109mm <sup>4</sup> , h=0.6m I=2.6I <sub>0</sub> , h=0.9m I=3.5I <sub>0</sub> , h=1.2m
		C橋	—	
5	TMD	A橋	上部構造の1%質量, h=5%, 同調周波数比0.99	なし 10~20Hz: スパン1/4, 3/4 3.15~5Hz: スパン中央
		C橋		
6	IMD	B橋	上部構造の1%質量, h=16%, 同調周波数比0.99 (3.15~5Hz帯に対して)	なし 10~20Hz: スパン1/4と3/4 ※接触部の剛性と遊間をパラメータ(表-5.6.2)
		C橋		
7	中間支柱	A橋	K=38000kN/m, c=30N・sec/mm (1基当たり)	なし 10~20Hz: スパン1/4, 3/4 3.15~5Hz: スパン中央
		C橋		

※主桁の剛性: A橋 I=6.9×10<sup>9</sup>mm<sup>4</sup>, B橋 I=8.6×10<sup>10</sup>mm<sup>4</sup>



#### 5.4.2 路面対策

路面対策としては、伸縮装置前後の路面凹凸の低減対策を選定した。伸縮装置前後の路面凹凸と橋梁振動との関係に着目した研究には、伸縮装置の段差の有無と橋梁振動に着目した計測・解析<sup>9)</sup>と、解析事例<sup>12)</sup>があり、段差を解消することで、前者では「10～20Hz 帯」、後者ではさらに広い周波数帯で橋梁振動が低減することが報告されている。また、路面凹凸の分布に着目した研究として、「第4章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討」で記した、筆者による伸縮装置前後の合計5m程度の狭い範囲の段差を伴う路面凹凸に着目した調査・解析と、伸縮装置を含んだ広い範囲を対象とした解析<sup>8)</sup>がある。これらの研究の結果、伸縮装置前後の段差を伴う路面凹凸は、車両走行時に「10～20Hz 帯」の波長に一致する可能性が高い（時速80kmの場合、波長2.2m～1.1mに相当する）ことが確認されており、波長の大きな凹凸があると「3.15～5Hz 帯」のピーク周波数帯の応答に影響を及ぼすことが確認されている。本研究では、「10～20Hz 帯」の振動に対する、伸縮装置前後の合計5m程度の狭い範囲の段差を伴う路面凹凸の改修効果に着目した。

#### 5.4.3 上部構造対策

上部構造対策としては、床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動の抑制対策として、剛性付加対策と、制振対策を選定した。剛性付加対策は、端横桁のRC巻立てと、床版剛性付加、桁剛性付加を選定した。

端横桁のRC巻立てに関しては、床版と一体構造として巻立てると振動低減効果が高いという計測事例<sup>10)</sup>がある。また、従来の構造と合理化構造の鈹桁に対する解析事例<sup>11), 12)</sup>では、それぞれ40Hz以上の音圧と、10Hz以上の加速度の低減効果が報告されている。ただし、いずれも低減効果は桁・床版端部においてのみ確認されている。本研究では、対策効果の範囲と周波数に加え、端横桁のたわみにより路面凹凸が発生する影響にも着目し、車両振動との関係を含めてその効果を示すことを目的として検討を行った。ここで、合理化構造では端横桁のRC巻立ては標準的に実施されているため、これがない場合の検討も実施した。

床版の剛性付加の研究事例としては、合理化構造の床版下面増厚に対する計測<sup>14)</sup>と、RC中空床版橋における上面増厚に対する計測<sup>31)</sup>がある。前者では、桁端部の10m区間のみ床版厚さを2倍程度にしたところ10～20Hz帯の橋梁直下の低周波音が3dB程度低減したが、高い周波数帯では増加がみられたことが報告されている。後者では、上面増厚により主版の卓越周波数に著しい変化はみられなかったが、振動加速度は大きく低減し、地盤振動も3～5dBの低減が確認されている。しかしながら、路面凹凸も併せて改善したため、剛性付加による効果は明確ではないとされている。また、従来の構造の鈹桁に対する解析事例<sup>13)</sup>では支間部からの低周波音の低減効果があることが報告されている。本研究では、従来の構造と合理化構造での対策効果の違いに着目し、部分的な対策が可能な床版下面増厚の適用を想定し、検討を行った。

桁剛性付加に関しては、従来の構造の場合、多くの橋梁で床版の活荷重対策として施工されているが、振動抑制対策としては一般に用いられていない。「10～20Hz 帯」の振動モード形状を踏

まえると、特に合理化構造に対しては、横桁単独あるいは縦桁横桁の組み合わせの効果が期待できると考え検討を行った。なお、従来の構造に対しては縦桁が無かった場合の検討も実施した。

制振対策としては、TMD と IMD および減衰機能付き中間支柱を選定した。ここで、合理化構造に対する制振対策は、床版の中央に制振効果を作用させるため、縦桁補強と組み合わせた。

TMD に関しては、「10～20Hz 帯」に同調させた事例報告が無いことから、「3.15～5Hz 帯」に対する場合と対比して効果予測を行った。TMD の諸元は「3.15～5Hz 帯」の既往の対策事例<sup>14)</sup>等を参考に設定するものとし、付加質量は各周波数帯とも上部構造質量の1%とした。ここで、TMD の周波数に関しては、解析事例<sup>32)</sup>において広い周波数帯を制振範囲として複数の周波数の異なる TMD を配置すると対策効果が高いことが報告されているが、本検討では、ピーク周波数を制振対象とした。

IMD は、図-5.4.1 に示すとおり、ダンパーマスと、これを支持するばね、オイルダンパー、上下の接触部よりなり、床版および架台との繰返し接触によるエネルギー損失とオイルダンパーによる減衰効果を期待した構造である<sup>33)</sup>。ばねは、ダンパーマスの固有周波数を橋梁の1次モードに同調させることで、床版との衝突を起り易くしている。既往の載荷試験<sup>15)</sup>により接触部との遊間、ダンパーの減衰係数により対策効果が異なることが報告されている。本研究では、対策効果を発揮するための接触部の振動特性に着目した検討を行った。

減衰機能付き中間支柱に関しては、計測により設置位置にピークのある幅広い周波数帯に対して効果が確認されている<sup>14)</sup>ことから既往の対策事例の諸元を参考に、「10～20Hz 帯」の対策としての効果を検討した。

対策方法の一覧を表-5.4.1、配置平面図を図-5.4.2～図-5.4.4 に、配置断面図を図-5.4.5 にそれぞれ示す。

路面凹凸の改良は、乗り入れ側の伸縮装置前後、端横桁の RC 巻立ては、乗り入れ側の端横桁とした。ここで、既設構造に端横桁の RC 巻立てがある合理化構造の C 橋では、端横桁の RC 巻立てがあるのを基本構造とし、これが無い場合の検討を実施した。

その他の対策工法は、第1径間の橋軸方向と橋軸直角方向の振動のピーク位置を中心として配置するのを基本とした。

床版剛性付加は、第1径間全体を増厚した。

横桁剛性付加は、鉛直2次モードの振動のピーク位置である第1径間の1/4点と3/4点に配置し、縦桁剛性付加は、第1径間の各主桁間に配置した。ここで、従来の構造には、既設縦桁があるため、縦桁剛性付加については、これが無い場合と、剛性を大きくした場合の検討を実施した。

TMD は、鉛直2次モードの振動のピーク位置である第1径間の1/4点と3/4点に配置した。また、比較のために実施した鉛直1次モードの対策検討では、鉛直1次モードの振動のピーク位置である第1径間の中央に配置した。また、TMD については配置径間数による効果の違いに着目した検討として、全径間に配置した検討も実施した。ここで、合理化構造においては、床版の橋軸直角方向の中央の振幅を抑制するため、縦桁補強を実施したうえで配置した。

IMD は、B 橋については、計測記録のある試験施工位置とした。C 橋については、鉛直2次モ

ードの振動のピーク位置である第1径間の1/4点と3/4点とし、床版の橋軸直角方向の中央の振幅を抑制するため、縦桁補強を実施したうえで配置した。

中間支柱は、鉛直2次モードの振動のピーク位置である第1径間の1/4点と3/4点に配置した。また、比較のために実施した鉛直1次モードの対策検討では、鉛直1次モードの振動のピーク位置である第1径間の中央に配置した。ここで、合理化構造においては、床版の橋軸直角方向の中央の振幅を抑制するため、縦桁補強を実施したうえで配置した。

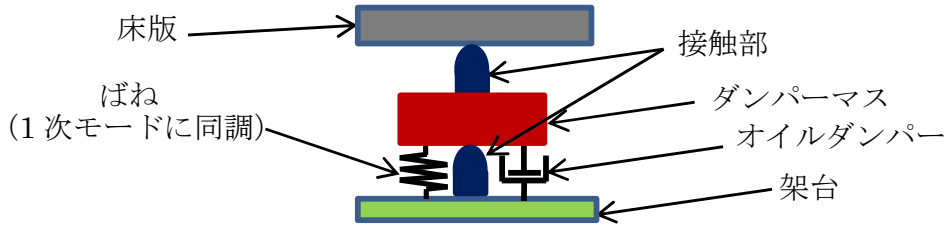
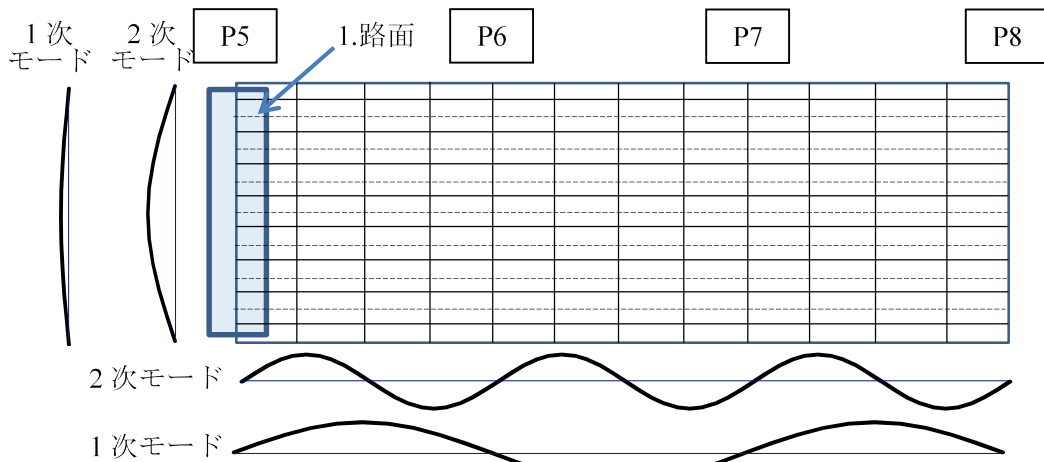
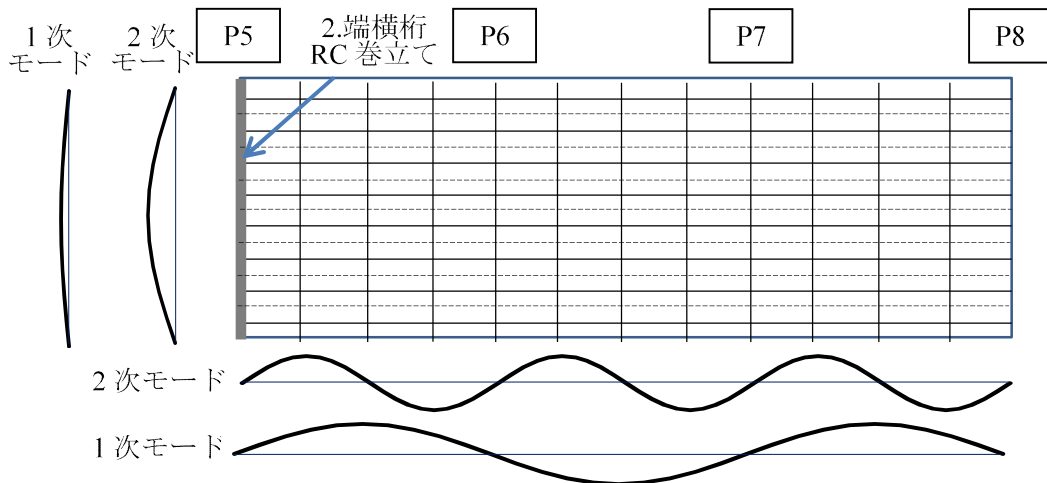


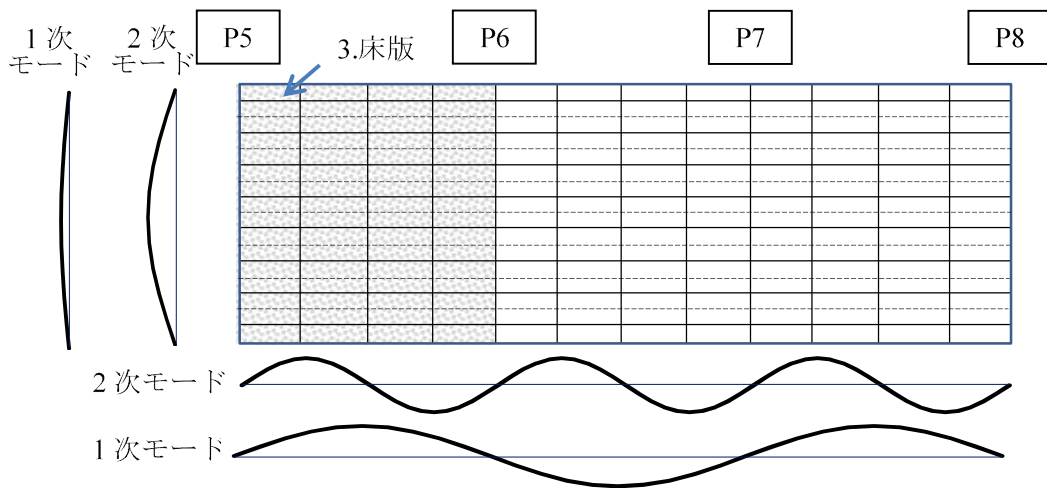
図-5.4.1 IMDの構造



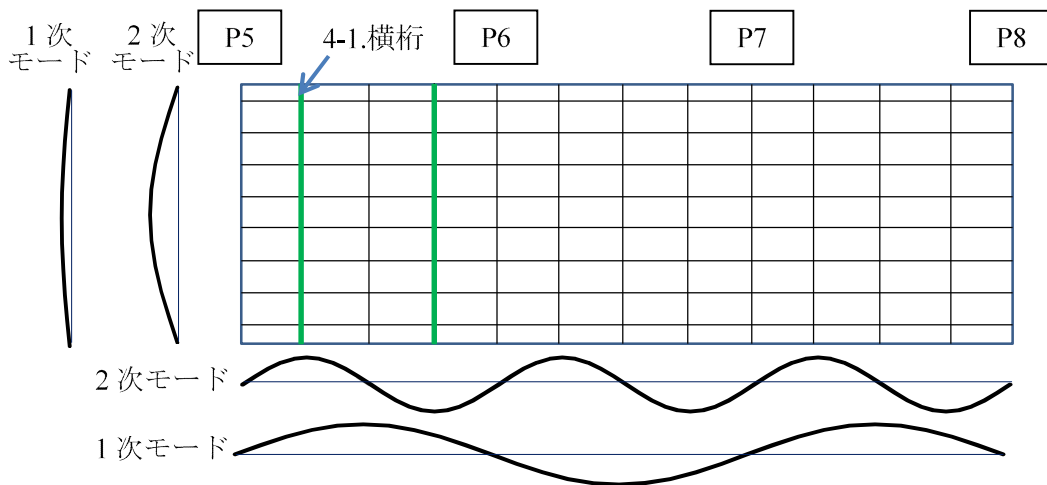
(a) 路面凹凸



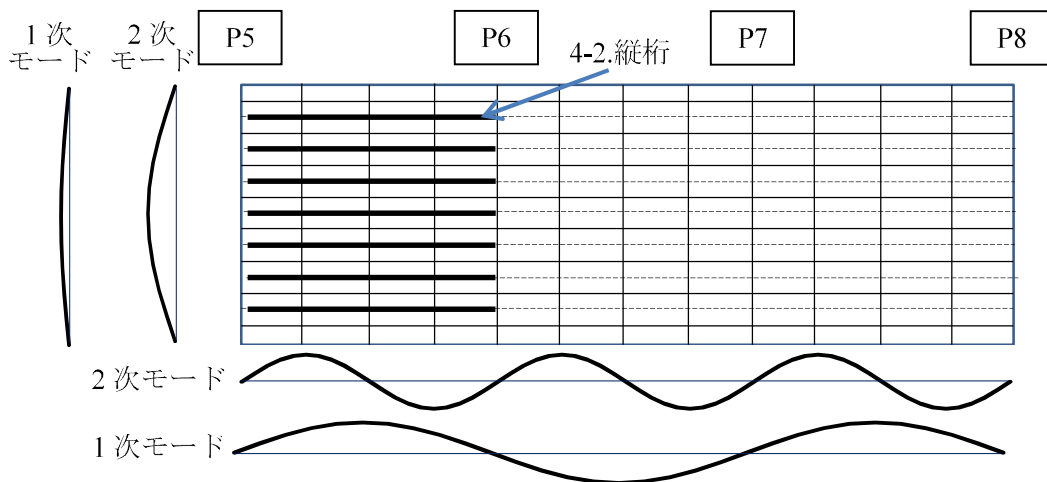
(b) 端横桁 RC 巻立て



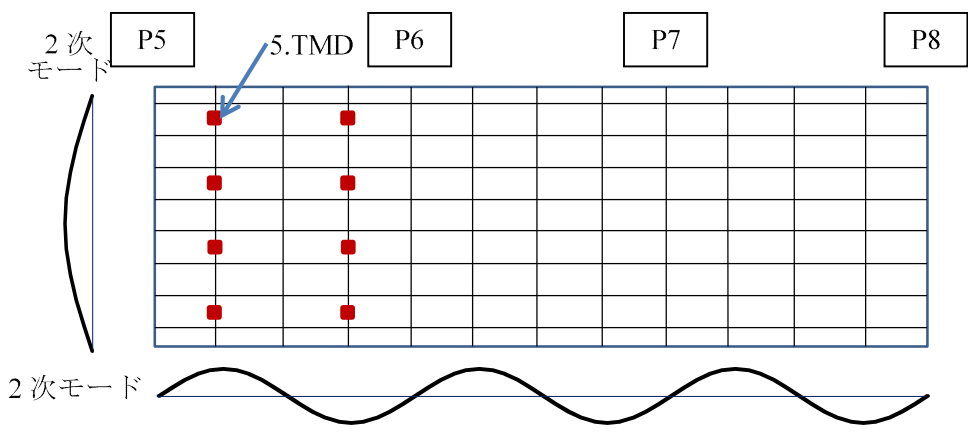
(c) 床版剛性付加



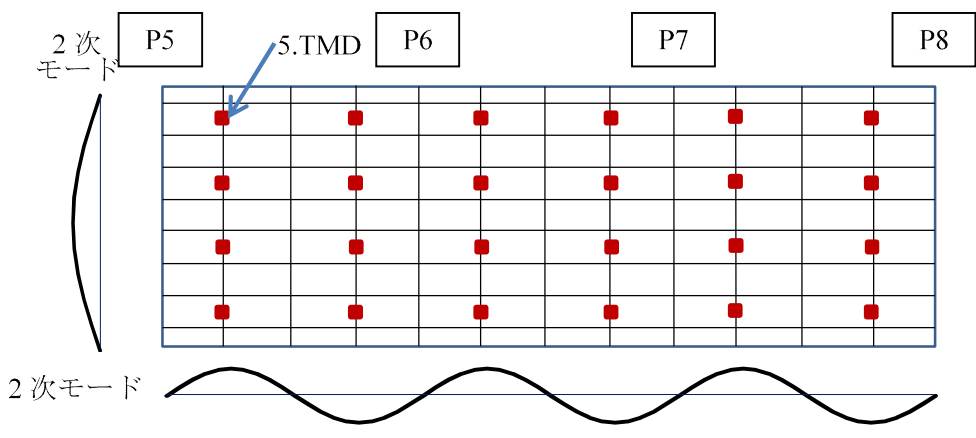
(d) 横桁剛性付加



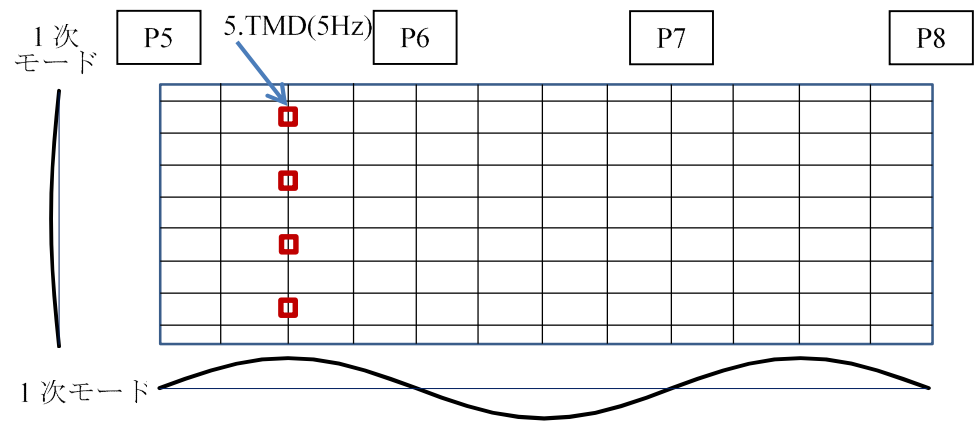
(e) 縦桁剛性付加



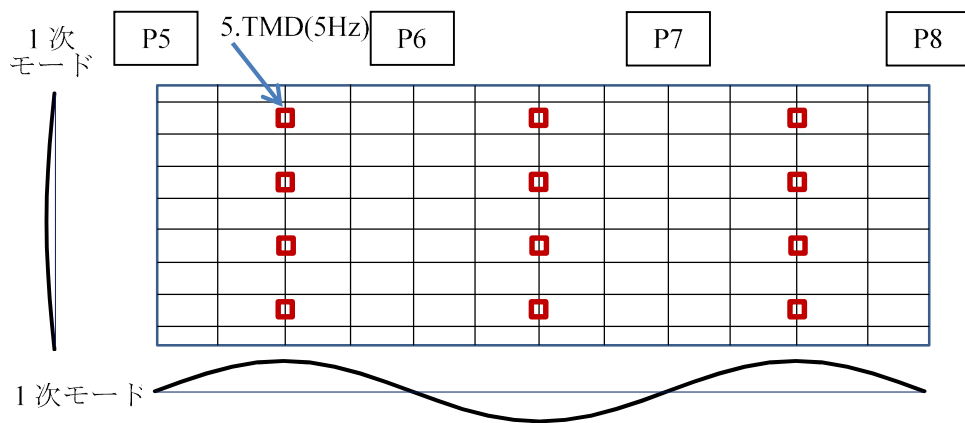
(f) TMD (1 径間)



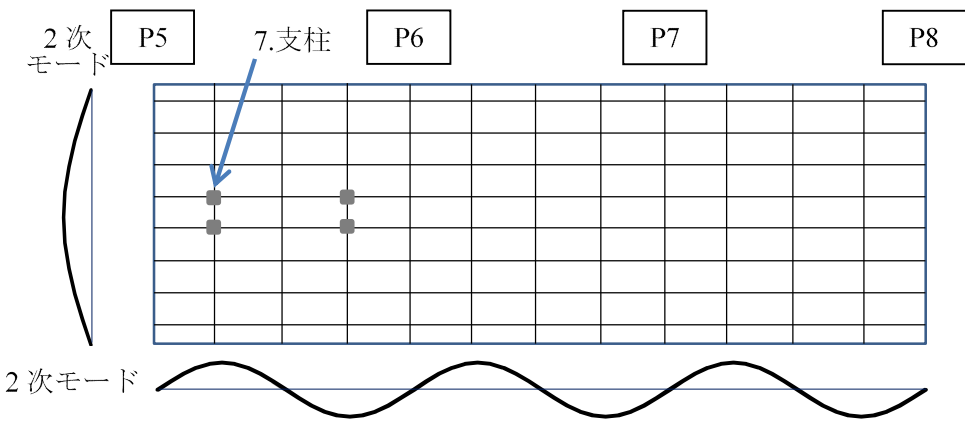
(g) TMD (3 径間)



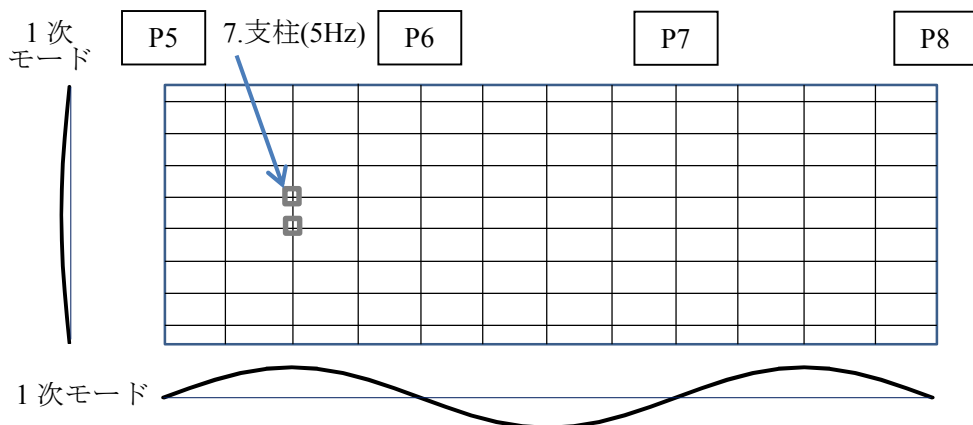
(h) TMD (5Hz 用 1 径間)



(i) TMD (5Hz 用 3 径間)



(j) 中間支柱



(k) 中間支柱 (5Hz 用)

図-5.4.2 対策方法の平面配置 (A橋)

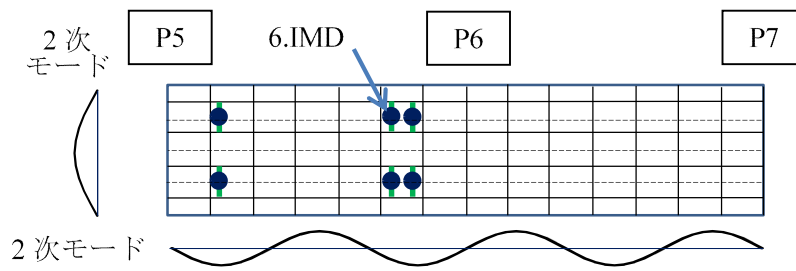
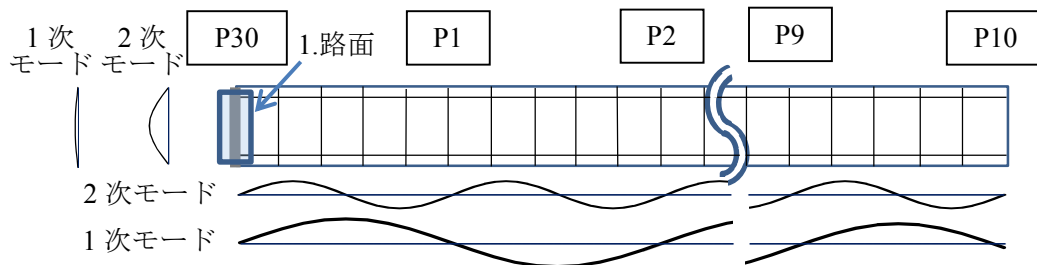
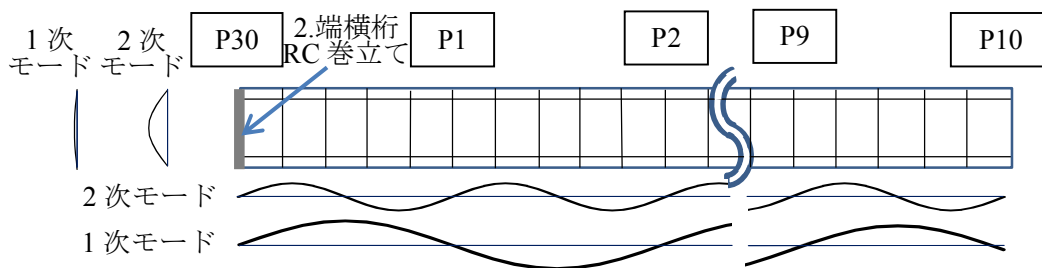


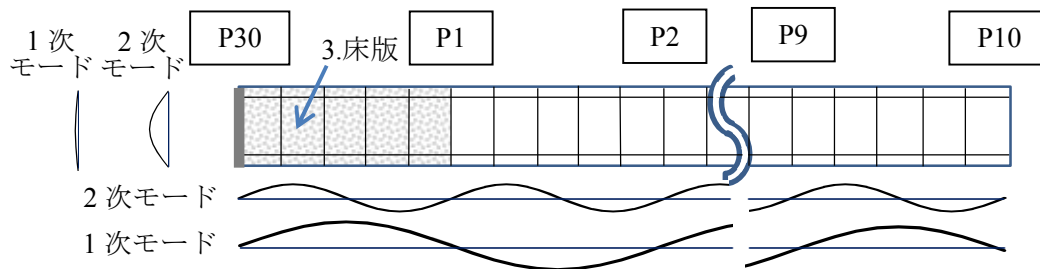
図-5.4.3 対策方法の平面配置 (B橋)



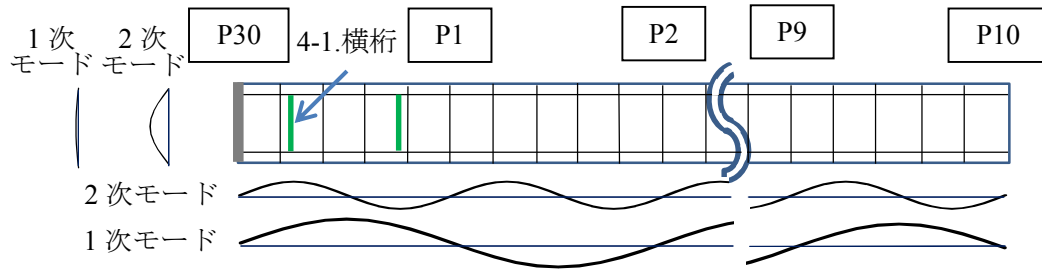
(a) 路面凹凸



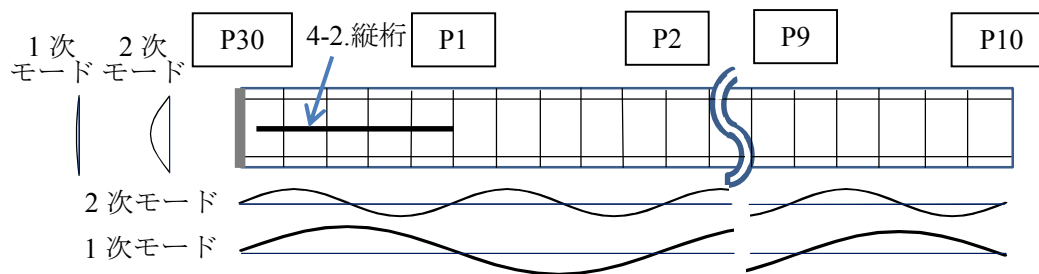
(b) 端横桁 RC 巻立て



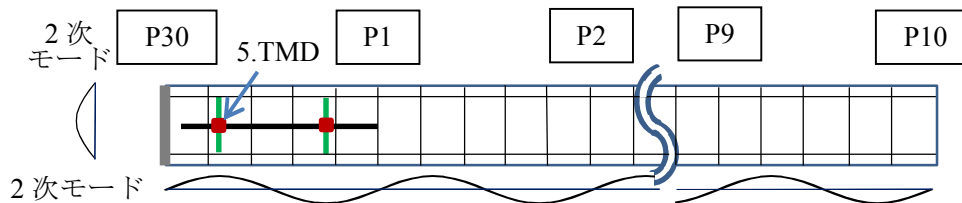
(c) 床版剛性付加



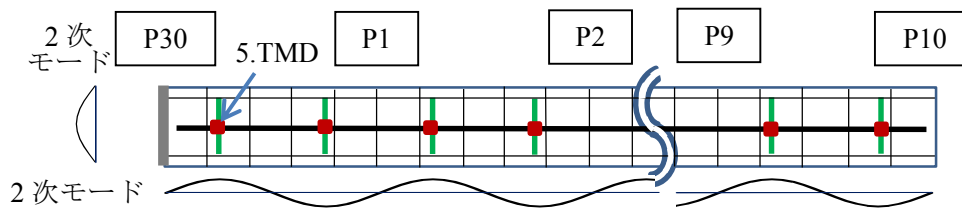
(d) 横桁剛性付加



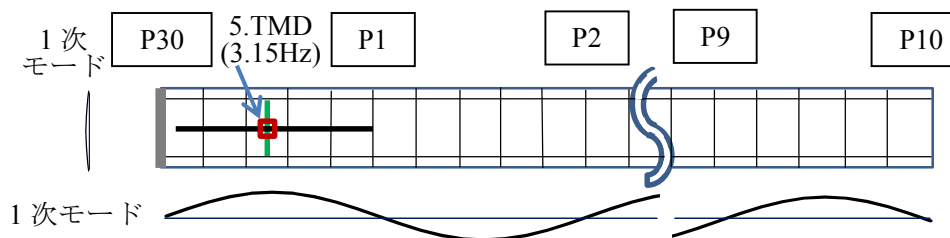
(e) 縦桁剛性付加



(f) TMD (1 径間)

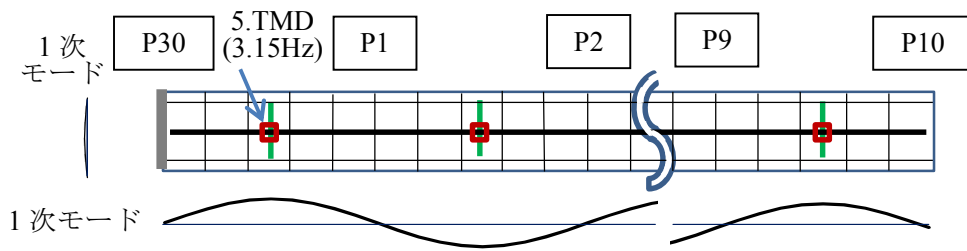


(g) TMD (10 径間)

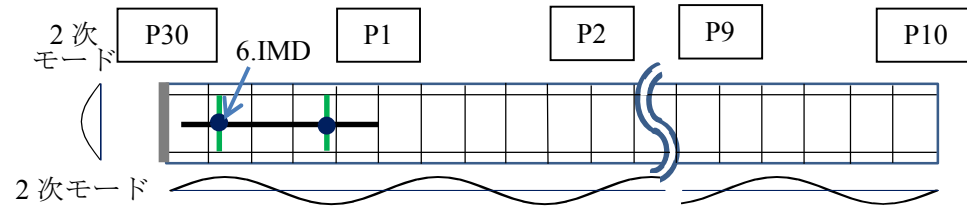


(h) TMD (3.15Hz 用 1 径間)

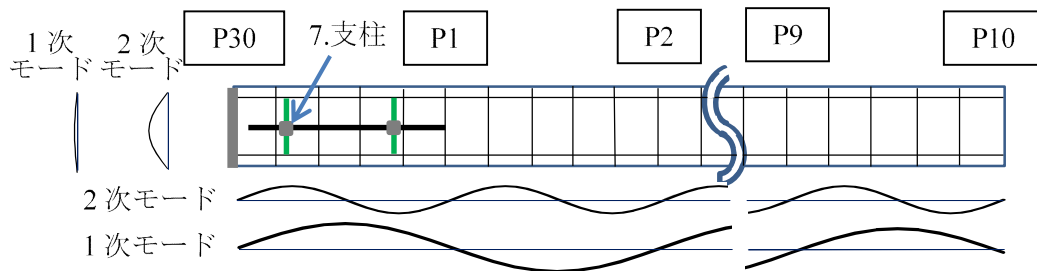




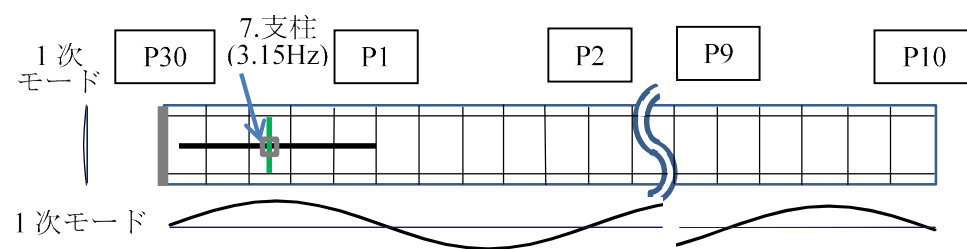
(i) TMD (3.15Hz 用 10 径間)



(j) IMD



(k) 中間支柱



(l) 中間支柱 (3.15Hz 用)

図-5.4.4 対策方法の平面配置 (C橋)

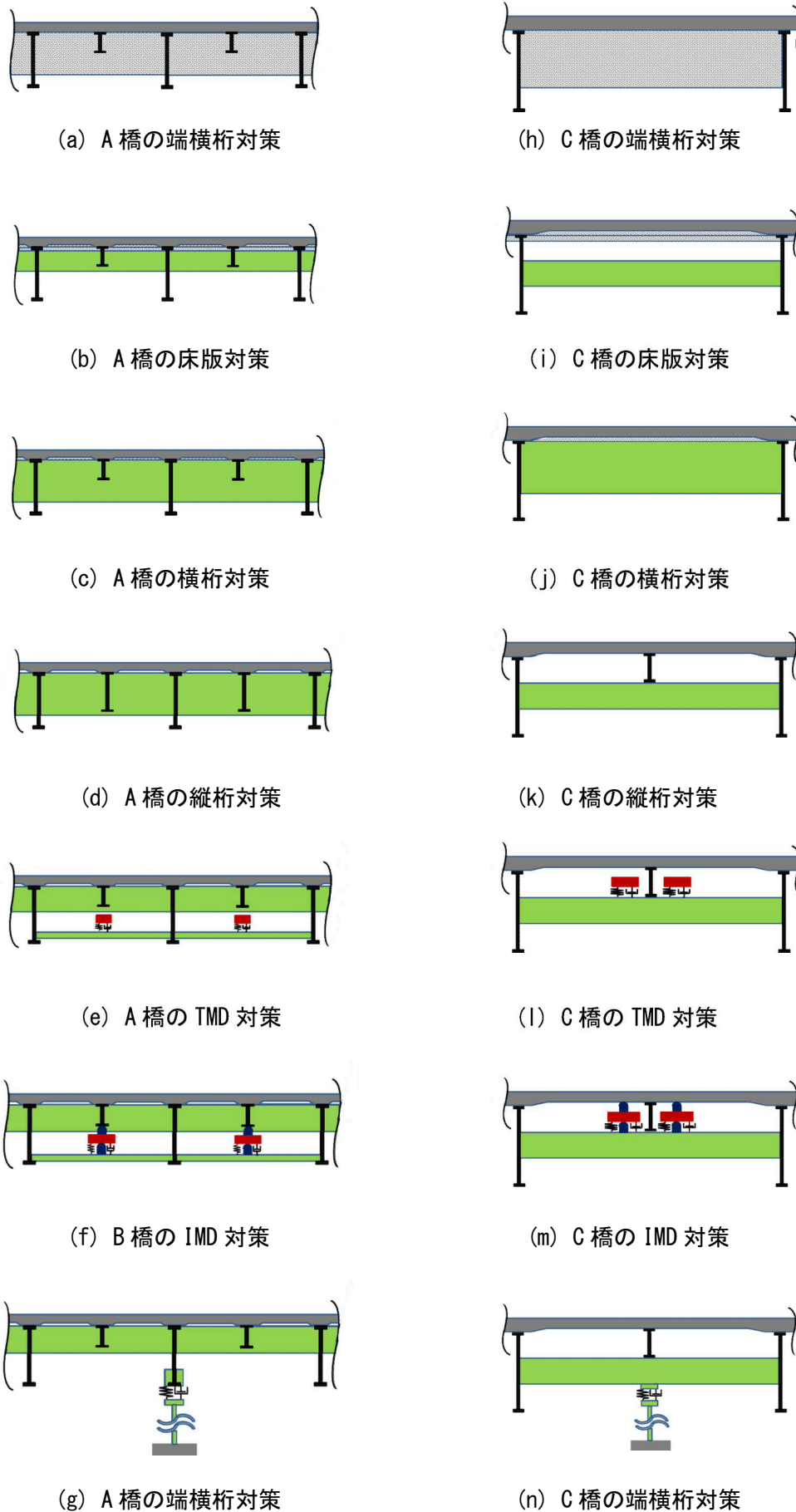


図-5.4.5 対策方法の横断面配置

## 5.5 車両走行解析による対策効果の推定

### 5.5.1 車両走行解析手法

交通振動は非定常振動であることから、車両走行解析により対策効果の推定を行った。ここで、車両走行解析としては、車両と橋梁の連成振動を厳密に解く動的相互作用解析<sup>18)</sup>が一般的であるが、本研究では、「第2章 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証」で提案した車両の振動解析が不要で汎用プログラムにより解析が可能な疑似応答解析を併用した。疑似応答解析で用いる疑似的な外力は、図-5.5.1に示すとおり、試験車両の鉛直加速度の計測値を積分して算定した変位と速度にそれぞれ、タイヤのばね値と減衰係数を掛け合わせた値の和に車両の自重を加算して算定するものである。車両が路面と、橋梁が車両と共振する場合は、車両から橋梁に作用する外力が概ね近似できる。路面凹凸や橋梁の振動特性が試験車両の振動計測時と大きく異なり、車両振動の対策周波数帯での振幅が対策目標値に対して有意な大きさで変化しない場合は橋梁振動の近似性が高く TMD や縦桁補強等による対策効果の検討において適用性が高いことを確認している。本検討では、路面凹凸の変化が想定されず、橋梁の振動特性の変化も小さい桁剛性付加と制振対策の検討には疑似応答解析を適用し、その他の検討には動的相互作用解析を適用した。

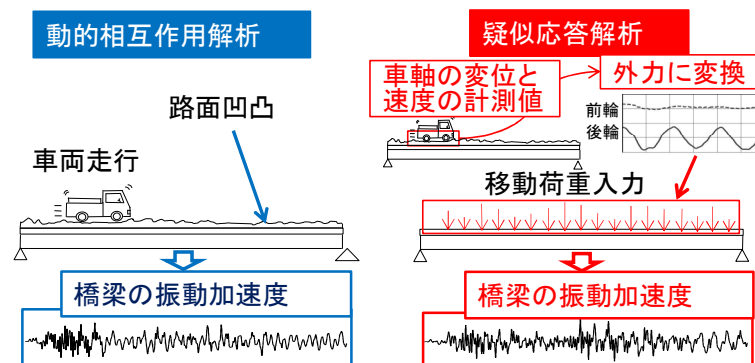


図-5.5.1 動的相互作用解析と疑似応答解析の相違

### 5.5.2 解析モデルの妥当性確認

前掲の図-5.3.1等の解析モデルを用い、車両走行解析により試験車両走行時の振動モード形状が計測値と近似していることを確認することで、解析モデルの妥当性確認を行った。動的相互作用解析と疑似応答解析の解析手法、橋梁モデルと車両モデルの作成方法、橋梁モデルの要素分割、部材の材料定数、直接積分の時間間隔は「第2章 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証」～「第4章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討」と同一である。

A橋とC橋を用いた対策効果の検討には動的相互作用解析と疑似応答解析を適用したため、A橋とC橋は両解析方法の妥当性を確認した。また、IMDの適用実績のあるB橋に対してはIMD

に着目した検討を疑似応答解析のみで実施したため、B橋は疑似応答解析の妥当性を確認した。A橋とC橋の路面凹凸の計測値を図-5.5.2, 5.5.3に、2軸4自由度系モデルとした車両モデルを図-5.5.4に、モデルの諸元と固有振動特性を表-5.5.1~5.5.2, 図-5.5.5~5.5.6に示す。またA橋~C橋の試験車両の計測記録に基づく疑似的な外力を図-5.5.7に示す。疑似的な外力は、車両諸元に基づき「第2章 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証」で提案した作成方法により算定した。

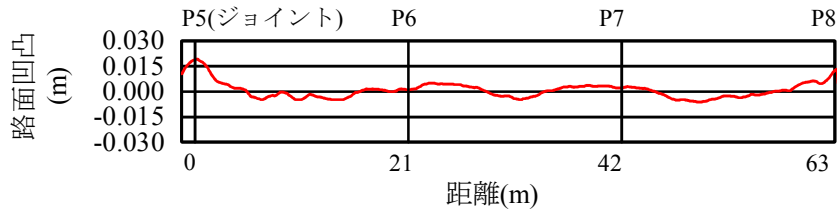


図-5.5.2 A橋の路面凹凸

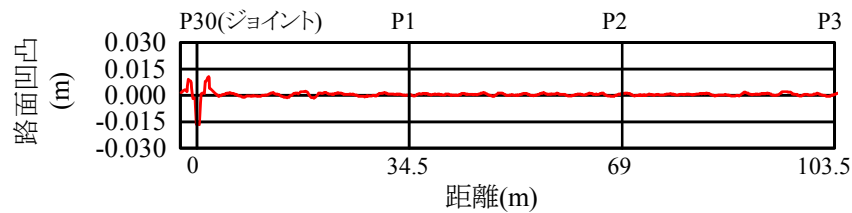


図-5.5.3 C橋の路面凹凸

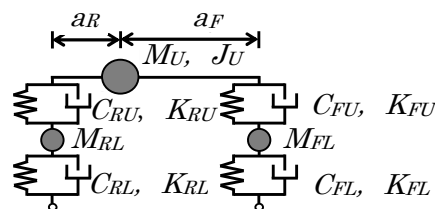


図-5.5.4 試験車両のモデル図

表-5.5.1 A橋の解析に用いた車両モデルの諸元

部位	ばね定数 [kN/m]	減衰定数 [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]
前輪ばね上部	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 16.7$	$M_{FL} = 6.87$ ( $a_F = 2.84\text{m}$ )	$M_U = 167$ ( $J_U = 4000\text{kN}\cdot\text{m}$ )
前輪ばね下部	$K_{FL} = 5500$	$C_{FL} = 1.96$		
後輪ばね上部	$K_{RU} = 11800$	$C_{RU} = 137$	$M_{RL} = 22.6$ ( $a_R = 1.01\text{m}$ )	
後輪ばね下部	$K_{RL} = 10500$	$C_{RL} = 6.86$		

モード次数	周波数[Hz]	周期[sec]	有効質量比 (鉛直方向)
1	0.9	1.11	0.004
2	3.1	0.32	0.952
3	15.9	0.06	0.003
4	16.0	0.06	0.040

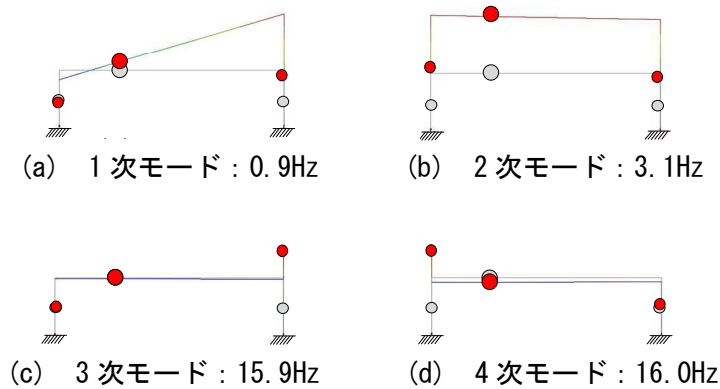


図-5.5.5 A橋の解析に用いた試験車両の卓越周波数

表-5.5.2 C橋の解析に用いた車両モデルの諸元

部位	ばね定数 [kN/m]	減衰定数 [kN・sec/m]	軸重 [kN]	上部重量 [kN]
前輪ばね上部	$K_{FU} = 1470$	$C_{FU} = 5.88$	$M_{FL} = 14.3$ ( $a_F = 4.66m$ )	$M_U = 194$ ( $J_U = 4180kN \cdot m$ )
前輪ばね下部	$K_{FL} = 6860$	$C_{FL} = 19.6$		
後輪ばね上部	$K_{RU} = 9020$	$C_{RU} = 31.4$	$M_{RL} = 37.2$ ( $a_R = 1.72m$ )	
後輪ばね下部	$K_{RL} = 13700$	$C_{RL} = 39.2$		

モード次数	周波数[Hz]	周期[sec]	有効質量比 (鉛直方向)
1	1.5	0.65	0.02
2	2.9	0.35	0.89
3	12.1	0.08	0.03
4	12.5	0.08	0.06

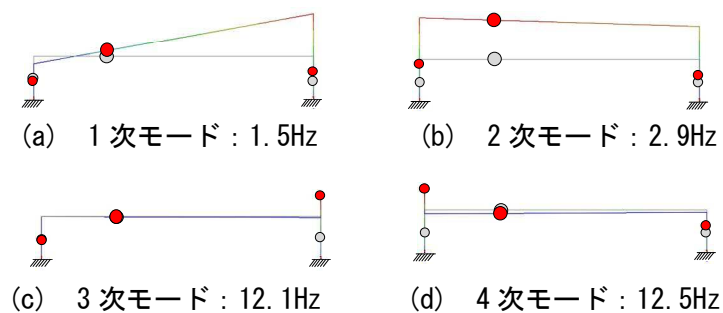


図-5.5.6 C橋の解析に用いた試験車両の卓越周波数

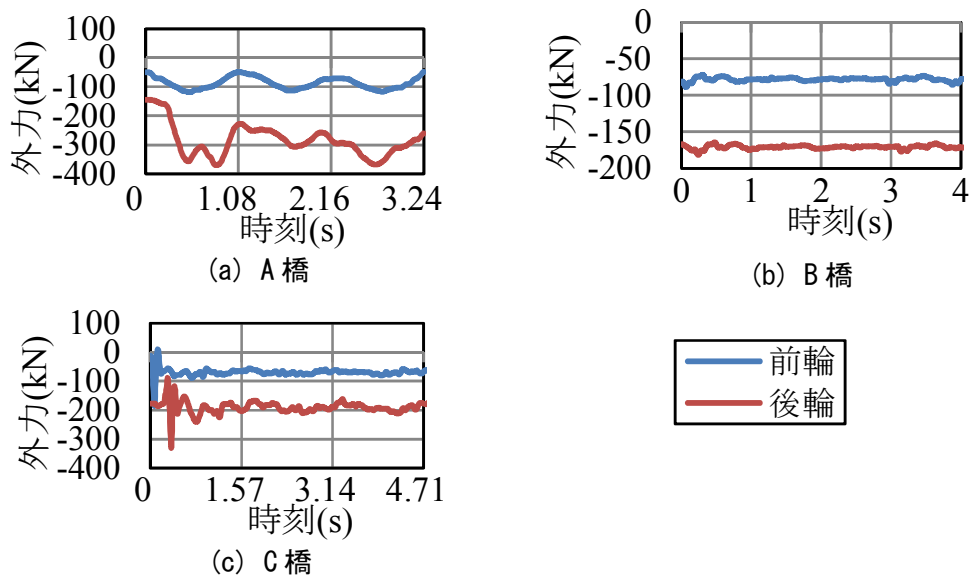


図-5.5.7 疑似的な外力

図-5.5.8～図-5.5.10 に車両走行位置と、「3.15～5Hz 帯」と「10～20Hz 帯」の振動のピーク周波数帯における車両走行時の振動モード図の計測結果と解析結果を重ねて示す。振動モード図の作成方法は、図化断面上の節点の中で最大加速度の発生する位置の最大加速度発生時刻を求め、同時刻における図化断面上の加速度分布をプロットすることで作成した。

図-5.5.8 より、A 橋の 5Hz 帯の振動は、主桁のスパン中央部の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、16Hz 帯の振動は、主桁スパンの 1/4 点、3/4 点の振幅が最大となる鉛直振動であることが確認された。さらに、図-5.5.8 (e) より、16Hz 帯の振動は、偏心载荷の影響と思われるねじりの影響も含まれるが、床版の橋軸直角方向の中央部付近がピークとなる鉛直振動であることも確認できた。

図-5.5.9 より、B 橋の 3.15Hz 帯の振動は、主桁スパン中央部の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、16Hz 帯の振動は、主桁スパンの 1/6 点、3/6 点、5/6 点の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の分布は、斜角と偏心载荷の影響と予想されるねじり変形も含まれるが、中央部付近の振幅が最大となる鉛直振動が主体であることも確認できた。

図-5.5.10 より、C 橋の 3.15Hz 帯の振動は、主桁スパン中央部の振幅が最大となる鉛直振動であり、橋軸直角方向の振幅は概ね均一であることがわかる。また、12.5Hz 帯の振動は、主桁スパンの 1/4 点、3/4 点の振幅が最大となる鉛直振動であることが確認された。

また、以上の結果は、計測結果と解析結果および、前掲の図-5.3.2～5.3.4 のモード図において、ねじり振動の影響度や振幅の相違は見られるものの、基本的な振動モードの特徴は整合しており、解析モデルは、「3.15～5Hz 帯」、「10～20Hz 帯」の対策検討用のモデルとして妥当と考えた。また、疑似応答解析であっても動的相互作用解析と遜色のない近似が可能であることが確認できた。なお、計測と解析の相違は、車両モデルの簡略化や定数の誤差、路面凹凸の実走行位置との相違、橋梁モデルの誤差等が要因と考えられる。

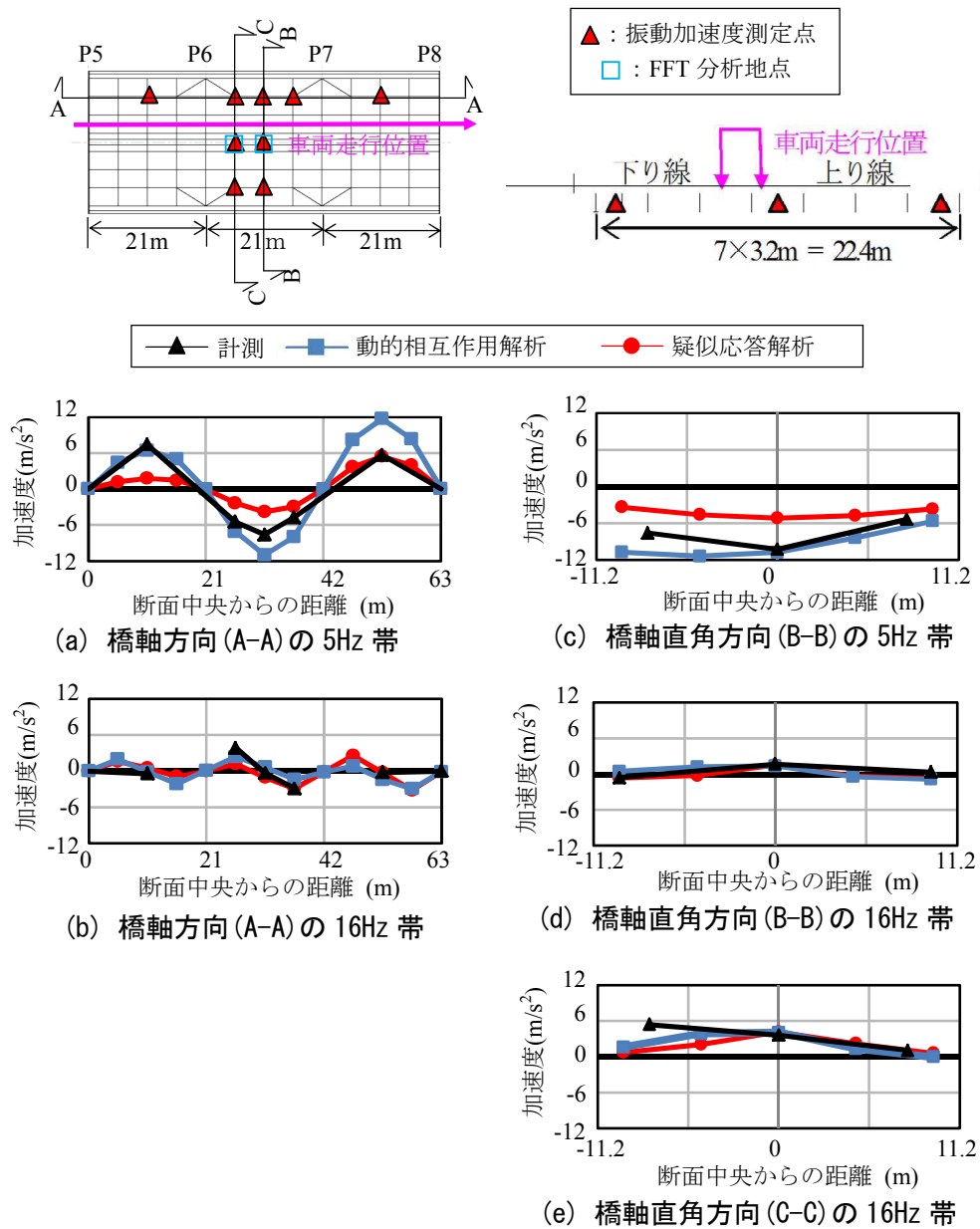


図-5.5.8 A橋の応答値と解析値の比較

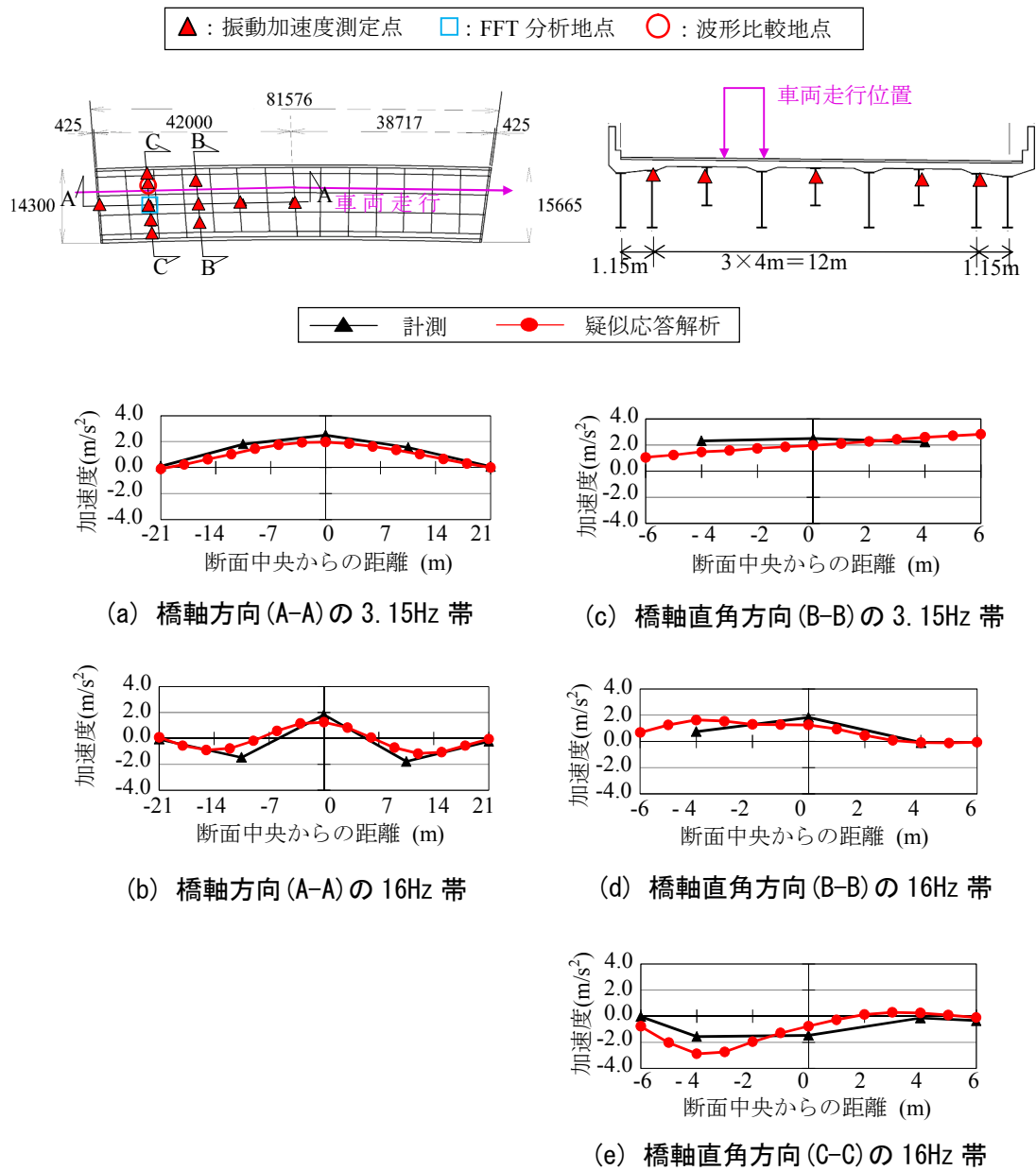
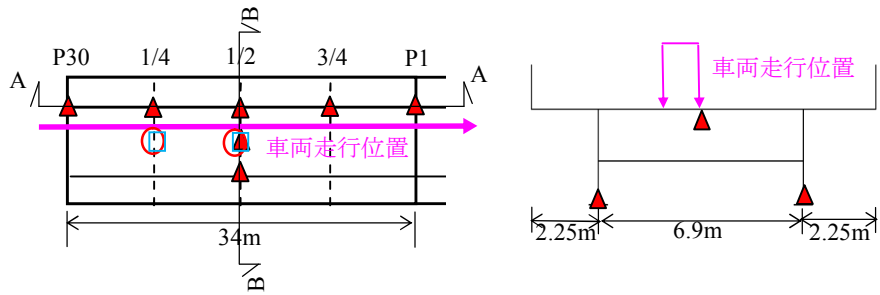


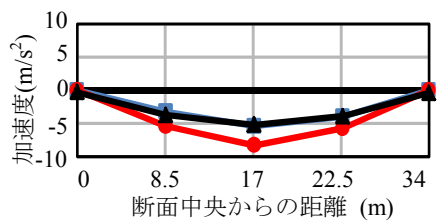
図-5.5.9 B橋の応答値と解析値の比較



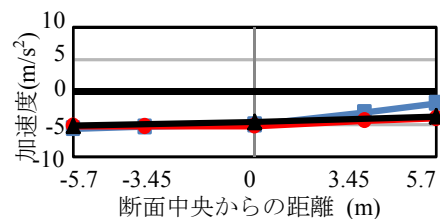
▲ : 振動加速度測定点 □ : FFT 分析地点 ○ : 波形比較地点



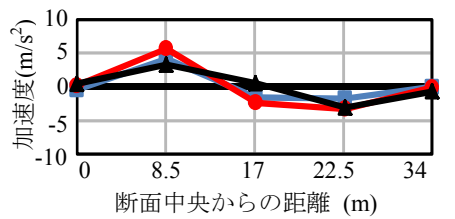
▲ 計測 □ 動的相互作用解析 ● 疑似応答解析



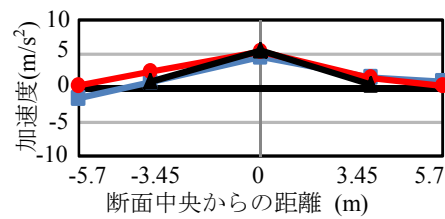
(a) 橋軸方向(A-A)の3.15Hz帯



(c) 橋軸直角方向(B-B)の3.15Hz帯



(b) 橋軸方向(A-A)の12.5Hz帯



(d) 橋軸直角方向(B-B)の12.5Hz帯

図-5.5.10 C橋の応答値と解析値の比較

## 5.6 対策効果の推定

### 5.6.1 伸縮装置前後の路面凹凸の低減効果

A 橋と C 橋を対象として伸縮装置前後の 5m 区間の路面凹凸を一律の倍率で低減させる表-5.4.1 に示したパラメータ解析を実施した。ここで、A 橋は伸縮装置前後の路面凹凸が平坦であったことから、伸縮装置前後のみ図-5.6.1 に示す C 橋の路面凹凸を加算した図-5.6.2 を用いた。低減する際は加算分のみを一律に低減した。解析方法は動的相互作用解析とし、走行車両はそれぞれ、前掲の表-5.5.1, 5.5.2 とした。A 橋と C 橋の主桁スパン 1/4 点と 1/2 点の床版の橋軸直角方向の中央（図-5.5.8, 5.5.10 の平面図参照）における第 1 径間から第 3 径間までの区間を走行時の振動加速度のフーリエスペクトルを図-5.6.3 に示す。また、「10~20Hz 帯」と「3.15~5Hz 帯」のピーク周波数の振動加速度レベルを図-5.6.4 に示す。これより、伸縮装置前後の合計約 5m 区間の路面凹凸は、「10~20Hz 帯」のピーク周波数帯の振動に対して影響が大きく、凹凸を 1/2 とすると、3~5dB 程度の低減が見られることが確認された。したがって、伸縮装置前後の路面凹凸は、「10~20Hz 帯」のピーク周波数帯に対して特に効果的といえる。

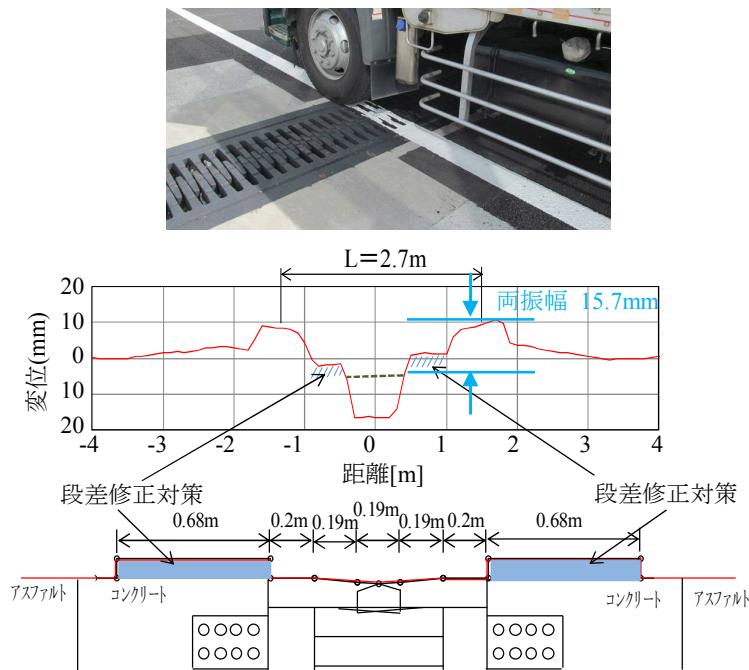


図-5.6.1 C 橋の伸縮装置前後の路面凹凸

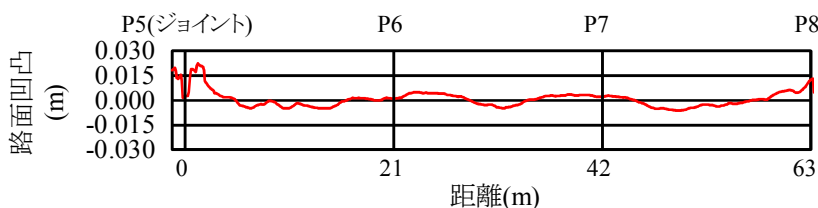


図-5.6.2 A 橋のパラメータ解析に用いた路面凹凸

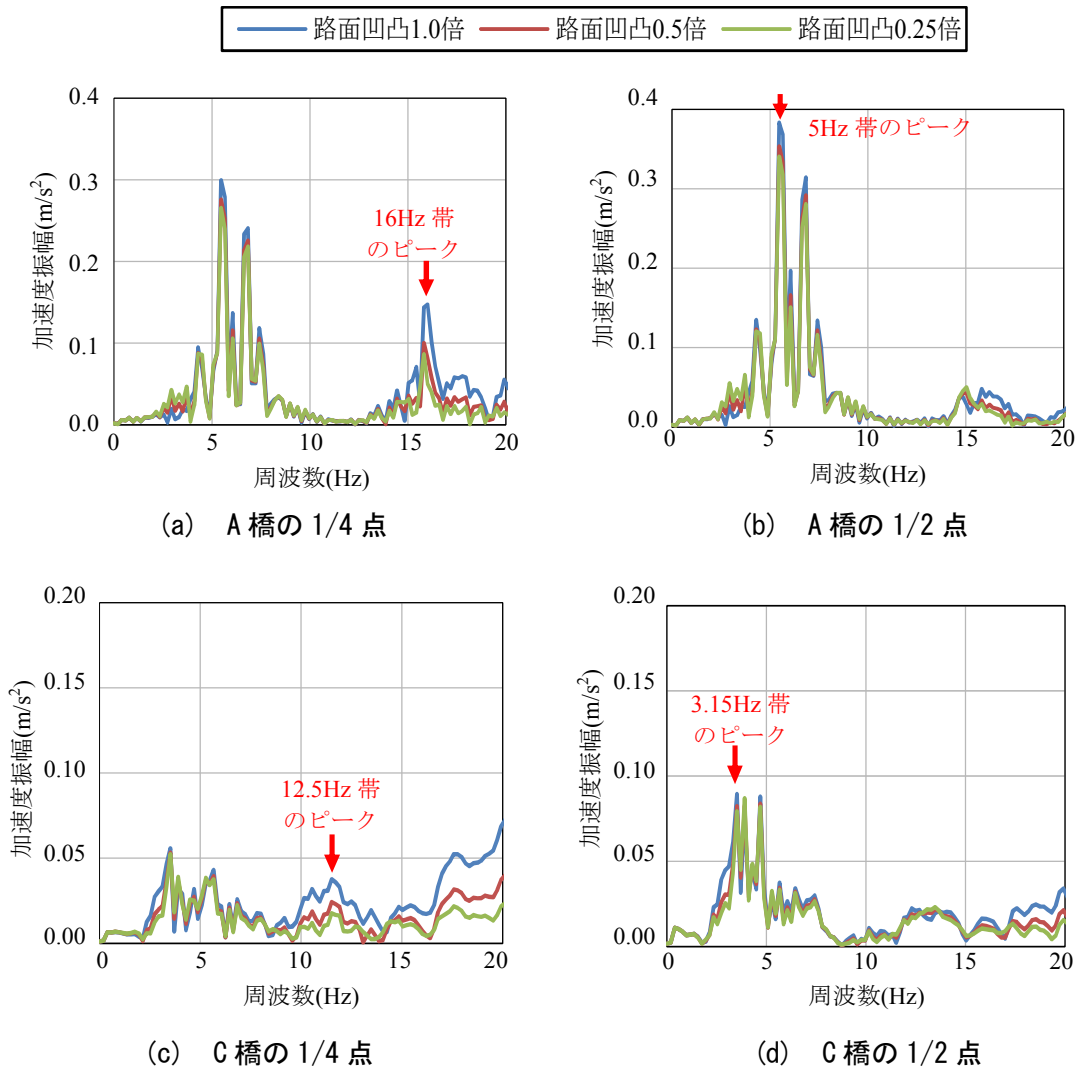


図-5.6.3 路面凹凸の高さと振動加速度の関係

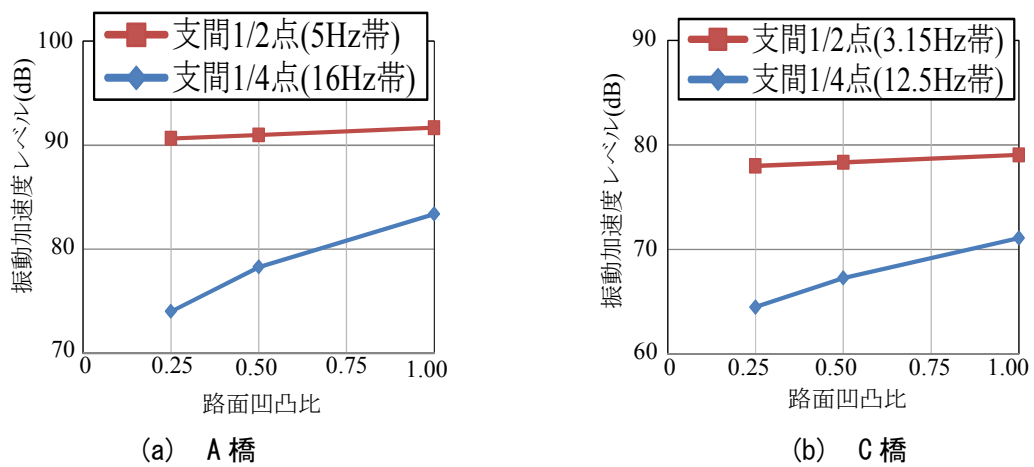


図-5.6.4 路面凹凸の高さと振動加速度レベルの関係

### 5.6.2 横桁のRC巻立ての効果

A橋とC橋を対象とし、RC巻立ての有無をパラメータとして解析を行った。解析方法は動的相互作用解析とし、図-5.6.2、5.5.3の路面凹凸を用いた。A橋に関しては、厚さ60cmの巻立てを想定し、C橋に関しては既設の厚さ80cmの巻立てが無い場合を検討した。A橋とC橋について、第1径間から第3径間までの区間を走行中の主桁スパン1/4点と1/2点および桁端部の床版の橋軸直角方向の中央（図-5.5.8、5.5.10の平面図参照）の振動加速度と車軸変位のフーリエスペクトルを図-5.6.5に示す。この結果、端横桁のRC巻立てがない場合は、主桁間隔の大きい橋梁において床版端部とスパン1/4点の10Hz帯以上の振動が特に励起され、対策の結果、主桁スパン1/4点の「10～20Hz帯」の振動を3割（3dB）程度低減させる効果があることが確認できた。ここで、橋梁への外力となる車軸の加速度に着目すると、両橋梁ともRC巻立ての有無でほとんど相違がない。これより、端横桁のRC巻立てによる車両振動の抑制効果は小さく、橋梁自体の振動抑制効果が大きいことが推察される。

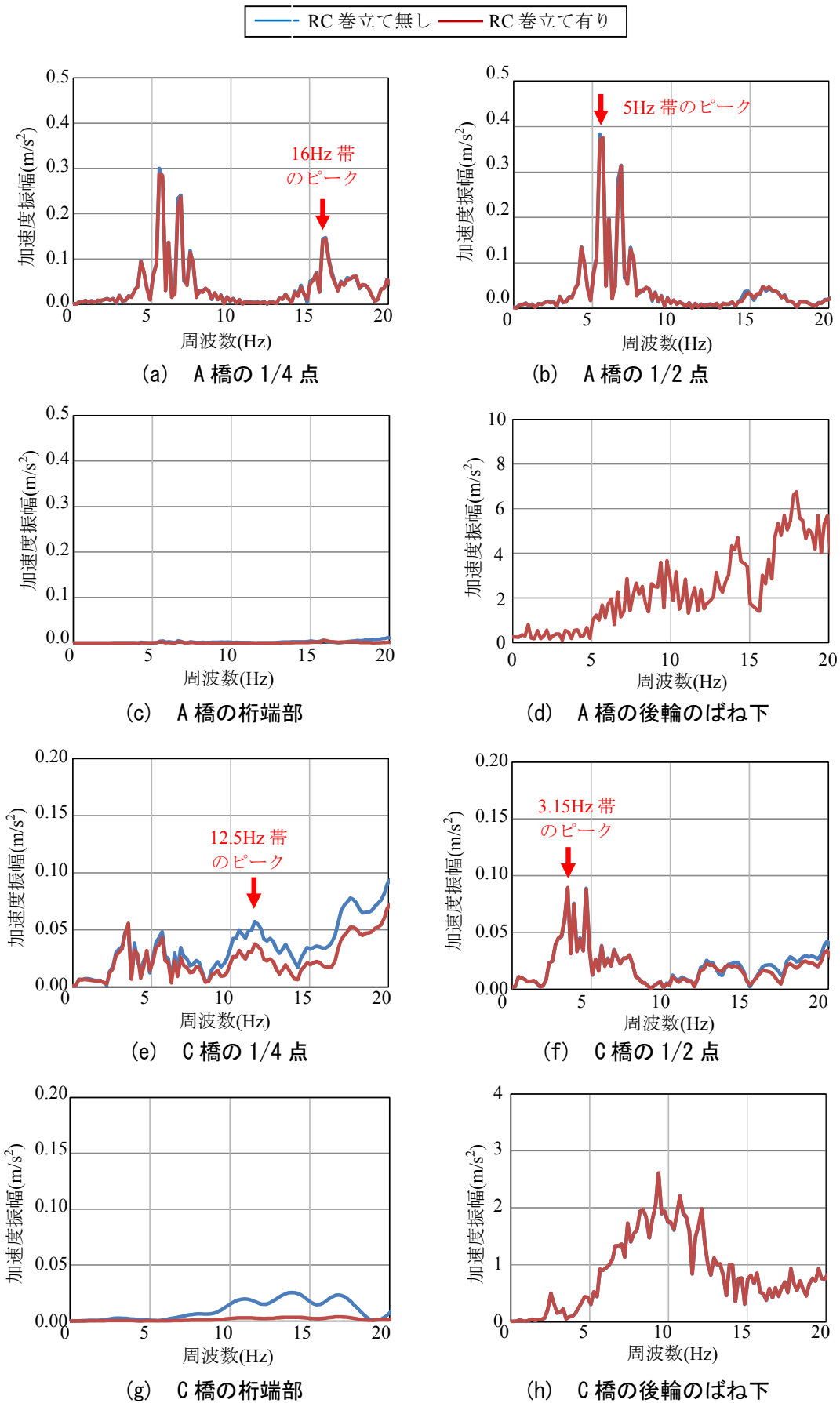


図-5.6.5 端横桁 RC 巻立ての振動加速度低減効果

### 5.6.3 床版剛性付加の効果

A橋とC橋を対象とし、床版剛性をパラメータとして表-5.4.1に示すケースの解析を行った。解析方法は、図-5.6.2、5.5.3の路面凹凸を用いた動的相互作用解析とした。

A橋とC橋について、主桁スパン1/4点と1/2点の床版の橋軸直角方向の中央(図-5.5.8、5.5.10の平面図参照)における第1径間から第3径間までの区間を走行中の振動加速度のフーリエスペクトルを図-5.6.6に示す。また、「10~20Hz帯」と「3.15~5Hz帯」のピーク周波数の振動加速度レベルを図-5.6.7に示す。この結果、合理化構造では床版剛性の増加により「3.15Hz帯」以上の周波数帯の振動加速度の低下が見られるものの、従来の構造では「16Hz帯」で周囲の周波数の応答が増加する傾向となった。この原因の推定のために固有振動解析を行った。代表ケースの振動モード図と、卓越周波数の変化を図-5.6.8、5.6.9に示す。この結果、両構造とも床版増厚による質量増加によりモード形状の顕著な変化は見られないものの、「10~20Hz帯」の卓越周波数が低下している。そこで、A橋に対して質量の増加が無いものとして解析を行った結果を図-5.6.6、5.6.7に併せて記した。これより、剛性のみを増加すると「16Hz帯」の周囲の振動の増加は抑制され最大値も僅かに低下するが、「5Hz帯」の振動の低下は見られなくなった。

この原因を推定するため、A橋とC橋における床版増厚による剛性付加効果と、質量付加効果を床版増厚による上部構造の鉛直たわみ剛性と上部構造重量により対比した。鉛直たわみ剛性は、図-5.6.10の位置に単位荷重を載荷した際の載荷位置の支承下端に対するたわみ量の逆数とし、床版増厚前に対する比率を鉛直方向たわみ剛性比とした。また、上部構造重量は、増厚を行う第1径間の両側の支承反力の合計値に着目し、増厚前の反力との比率を重量比とした。この結果、鉛直方向たわみ剛性比は、図-5.6.11に示すとおり、床版剛性比3倍に対して、A橋が1.2(1/2点)~1.22(1/4点)であるのに対してC橋は1.27(1/2点)~1.32(1/4点)であり、C橋の方が増加比率が5割程度大きい。また、1/2点と1/4点では、1/4点の方がA橋で1割、C橋で2割程大きい。一方、重量比は、図-5.6.12に示すとおり、床版剛性比3倍に対して、A橋が1.25であるのに対してC橋は1.20であり、A橋の方が増加比率が3割程度大きいことが確認された。

この結果より、床版剛性付加による上部構造の鉛直たわみの抑制効果は、主桁のたわみに対する床版のたわみの比率が大きくなる、床版支間が大きい構造、高次モードの変形ほど高いものと考えられる。このため、A橋の「5Hz帯」では、剛性のみを増加した場合に振動の低下は見られなかったものと考えられる。

また、床版増厚による重量増加は、床版剛性比3倍(床版厚比1.45倍)に対してA橋、C橋とも3割程度と大きい。剛性のみを増加した場合に振動の低下が見られなかったA橋の「5Hz帯」において振動低下が見られたのは、質量増加の効果と予想される。

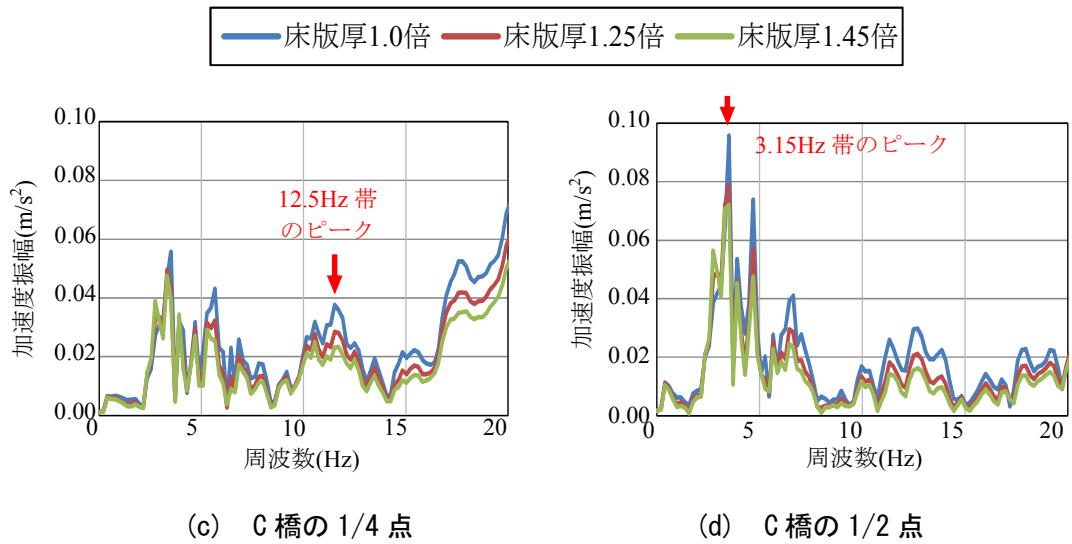
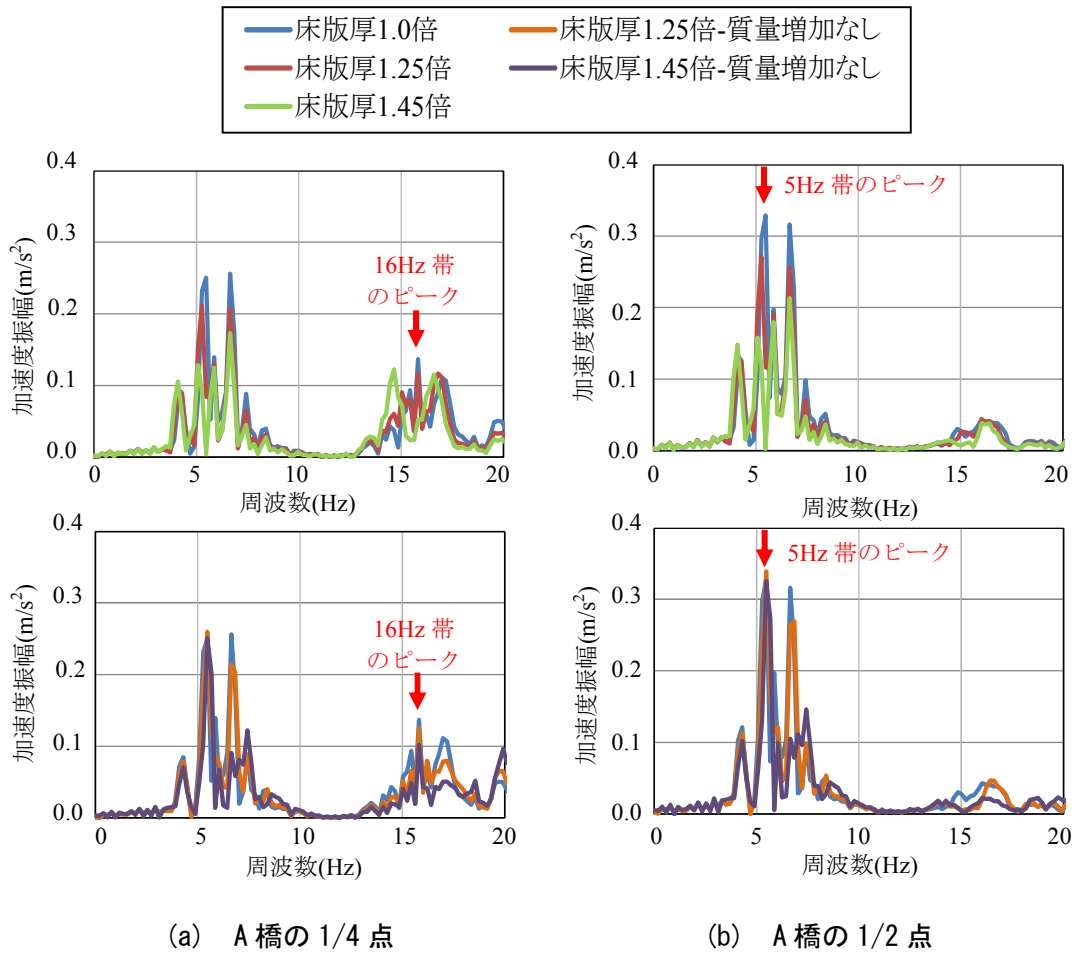


図-5.6.6 床版剛性と振動加速度の関係

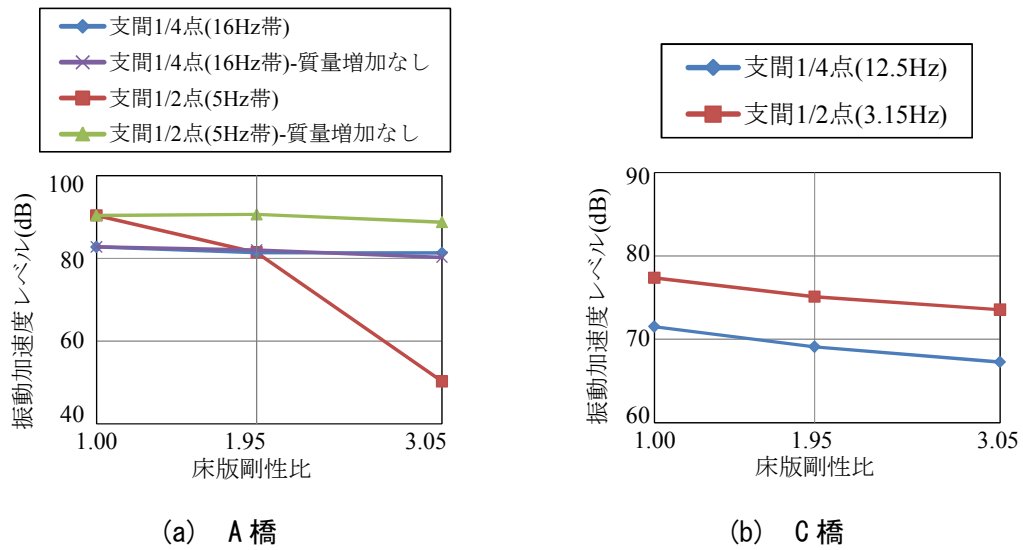


図-5.6.7 床版剛性と振動加速度レベルの関係

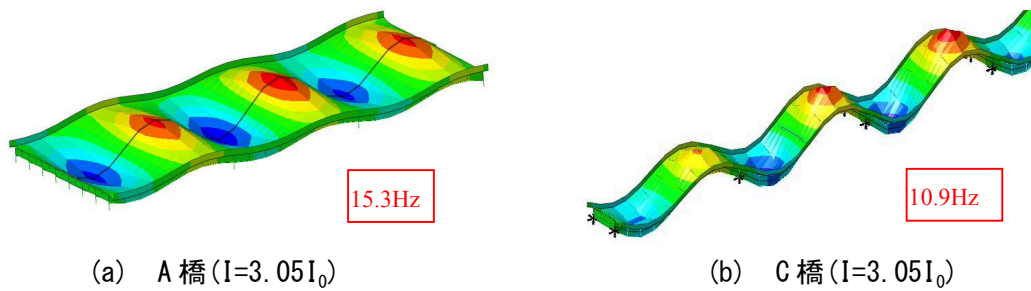


図-5.6.8 床版剛性と10~20Hz帯の振動モードの関係

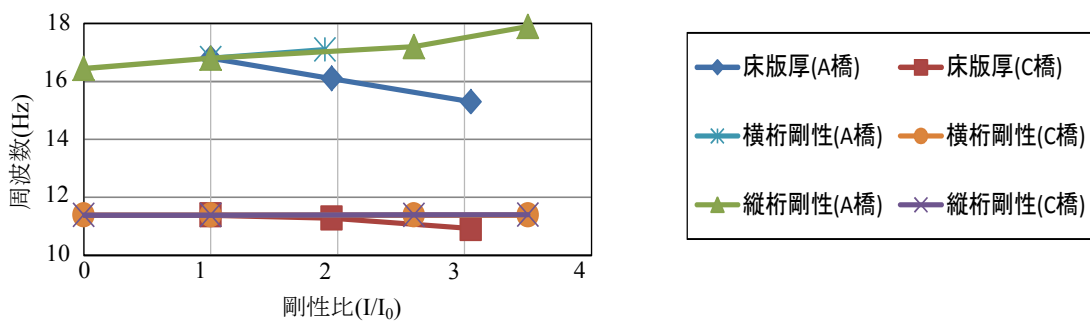


図-5.6.9 剛性付加と10~20帯の卓越周波数の関係



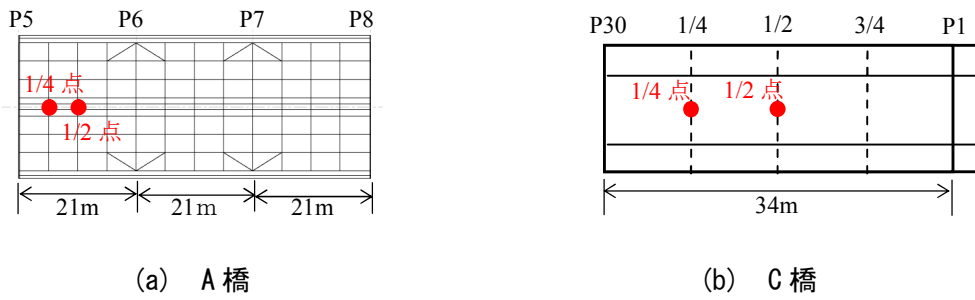


図-5.6.10 鉛直たわみ剛性算定のための載荷位置

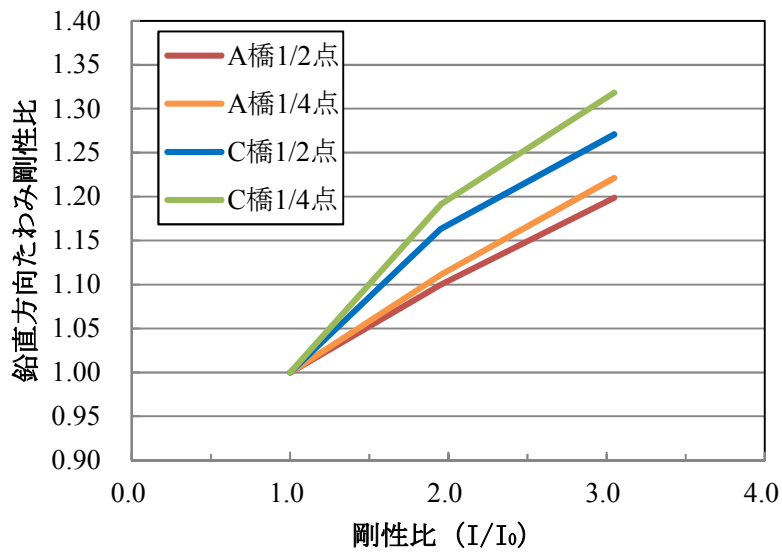


図-5.6.11 床版剛性比と上部構造の鉛直方向たわみ剛性比の関係

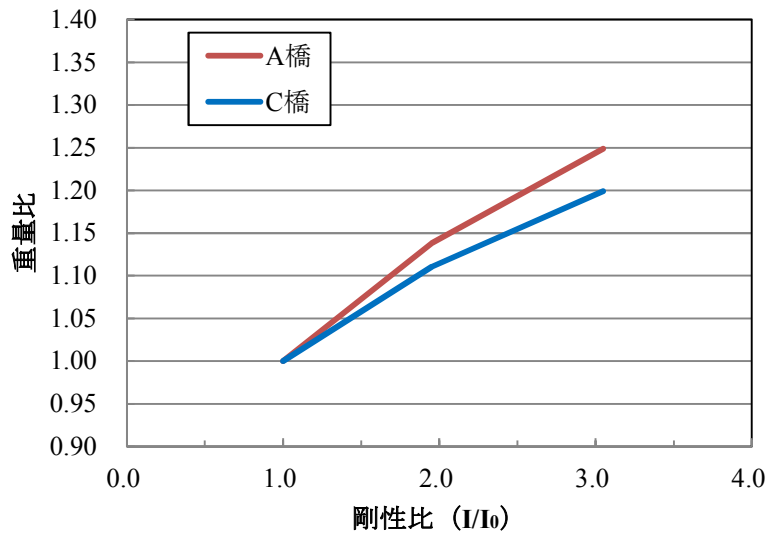


図-5.6.12 床版剛性比と上部構造の重量比の関係

### 5.6.4 桁剛性付加の効果

A橋とC橋を対象とし、前掲の図-5.3.1等の解析モデルを用い、図-5.5.7の疑似的な外力を作用させる疑似応答解析により対策効果の推定を行った。

A橋とC橋の横桁補強と縦桁補強について、主桁スパン1/4点と1/2点の床版の橋軸直角方向の中央(図-5.5.8, 5.5.10の平面図参照)における第1径間から第3径間までの区間を走行中の振動加速度のフーリエスペクトルと、「10~20Hz帯」と「3.15~5Hz帯」のピーク周波数の振動加速度レベルを図-5.6.13~5.6.16に示す。この結果、横桁の剛性付加は、合理化構造の「10~20Hz帯」に対しては効果的であるが、その他では効果が小さく、逆効果となる場合があることが確認できた。一方、縦桁の効果は「10~20Hz帯」において、両橋梁でみられることが確認できた。

この原因の推定のために固有振動解析を行った。代表ケースの振動モード図を図-5.6.17, 5.6.18に、卓越周波数の変化を前掲の図-5.6.9に示す。この結果、縦桁補強では周波数の増加やモード形状の変化が見られるが、横桁補強では合理化構造でモード振幅の変化がみられるものの、従来の構造では大きな変化が見られないことが確認された。従来の構造の床版全体の鉛直変位は、複数ある主桁と縦桁および床版自体の剛性の効果が大きいため、複数本設置する縦桁の効果はあるものの、剛性の小さい横桁を鉛直振動加速度のピーク位置に1本だけ追加しても効果が限定されるためと推定される。

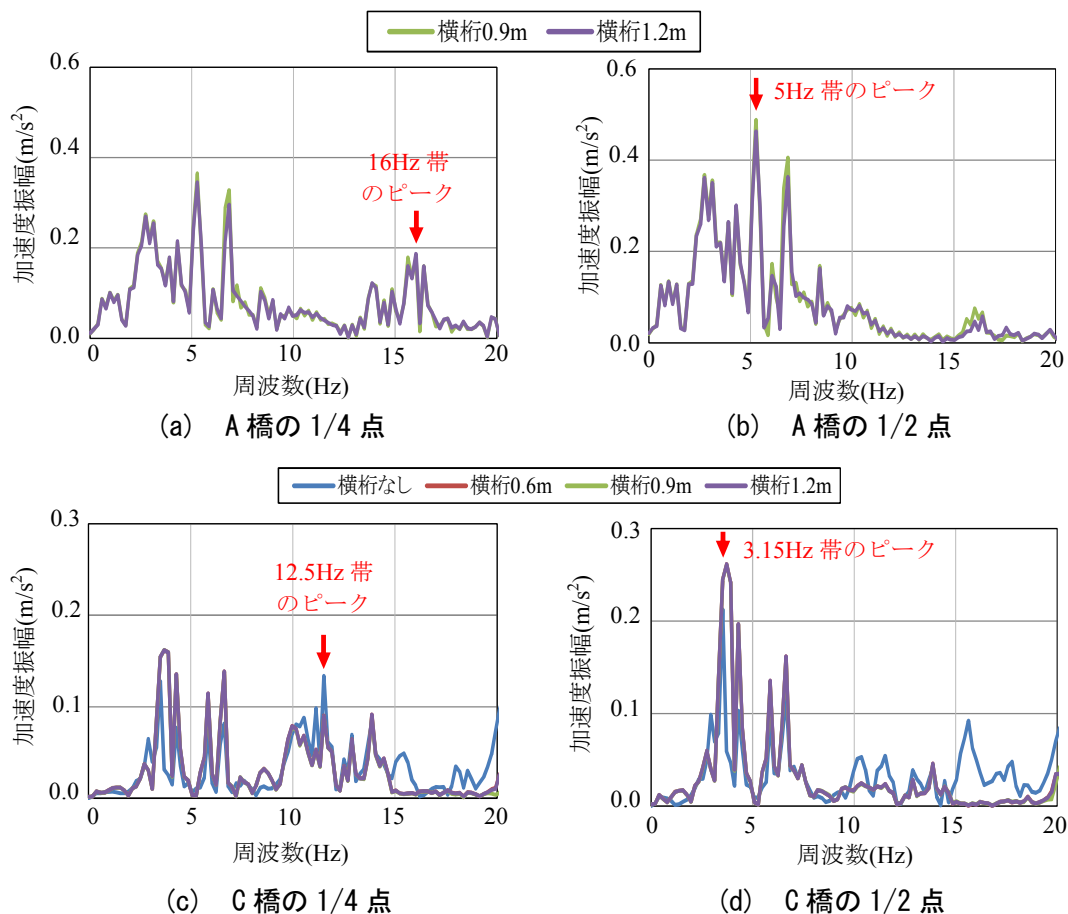


図-5.6.13 横桁剛性と振動加速度の関係

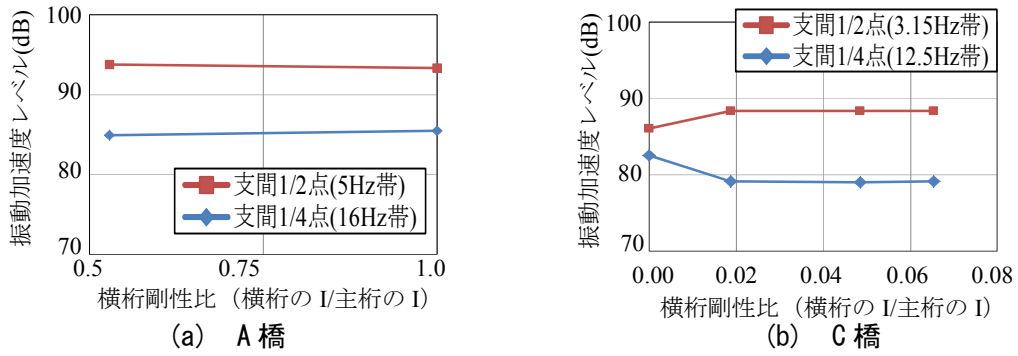


図-5.6.14 横桁剛性と振動加速度レベルの関係

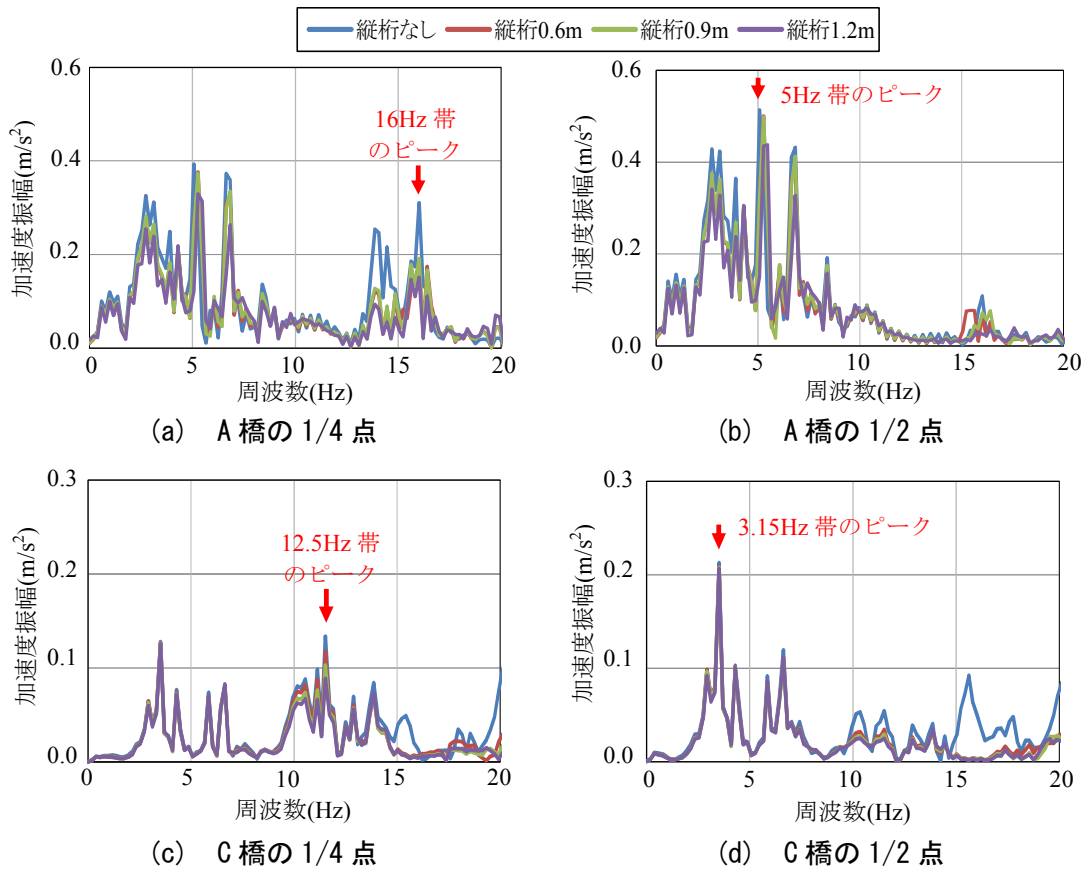


図-5.6.15 縦桁剛性と振動加速度の関係

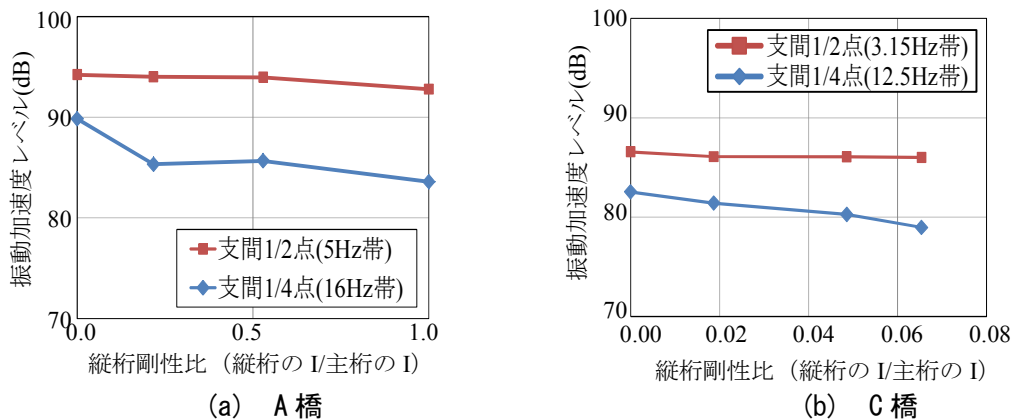


図-5.6.16 縦桁剛性と振動加速度レベルの関係

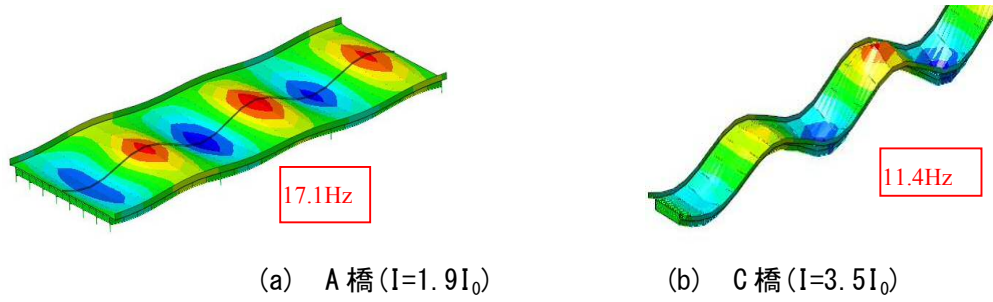


図-5.6.17 横桁剛性と10~20帯の振動モードの関係

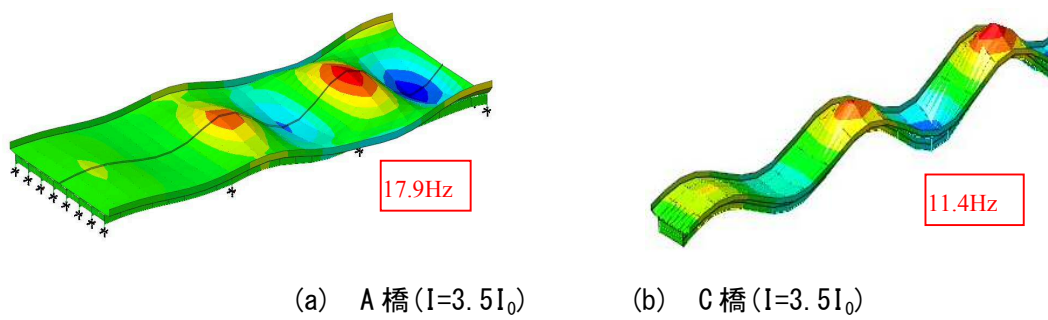


図-5.6.18 縦桁剛性と10~20帯の振動モードの関係

### 5.6.5 TMDによる効果

A橋とC橋を対象とし、桁剛性付加の検討と同様の疑似応答解析により対策効果の推定を行った。「10～20Hz帯」のTMDを1/4点と3/4点に配置した場合と、「3.15～5Hz帯」のTMDを1/2点に配置した場合の検討を実施した。両ケースとも、第1径間のみ配置する場合と、全径間に配置する場合を検討した。ここで、C橋においては、床版とTMDの振動を効率よく相互伝達するため、TMDの設置区間に高さ0.6mの縦桁補強を併せて設置し、これにTMDの架台を接合した。

A橋とC橋について、「10～20Hz帯」対策の場合の主桁スパン1/4点と、「3.15～5Hz帯」対策の場合の1/2点の床版の橋軸直角方向の中央(図-5.5.8, 5.5.10の平面図参照)における第1径間から第3径間までの区間を走行中の振動加速度のフーリエスペクトルを図-5.6.19に示す。

「10～20Hz帯」と「3.15～5Hz帯」のピーク周波数の振動加速度レベルの低減量を表-5.6.1に示す。この結果、「10～20Hz帯」に対しても「3.15～5Hz帯」と同等の低減効果が期待できると、合理化構造の場合は、「10～20Hz帯」のTMDは、第1径間の振動に着目する場合は、第1径間にのみ配置することで効果が発揮されることが推定された。「10～20Hz帯」のTMDの効果が第1径間のみの配置で期待されるのは、合理化構造では、床版の鉛直曲げの抑制効果を橋軸方向に伝達する連続した縦桁等がないことから、対策効果が対策を実施した位置に限定されるためと推定される。

C橋に対しては、ダンパーの減衰定数を増加させた場合の検討も実施した。この結果、ダンパーの減衰定数を増加させても、対策効果が増加しないことが確認された。これは、図-5.6.20に示す1/4点と1/2点の橋軸直角方向中央の床版とマスの振動波形より、減衰が増加するとマスの振動が低下し、共振したマスから橋梁に作用する約90の位相ずれを伴う反力が低下するためと考えられる。なお、TMD対策は、同調周波数の周囲の周波数において応答が増幅することがある。これは、周囲の周波数の位相ずれに起因するものと考えられるが、同調周波数に幅を持たせることで改善される。C橋の1/4点の10Hzがこれに該当するが、TMDの一部をこれに同調させることで増幅を抑えることが可能なことを別途確認している。

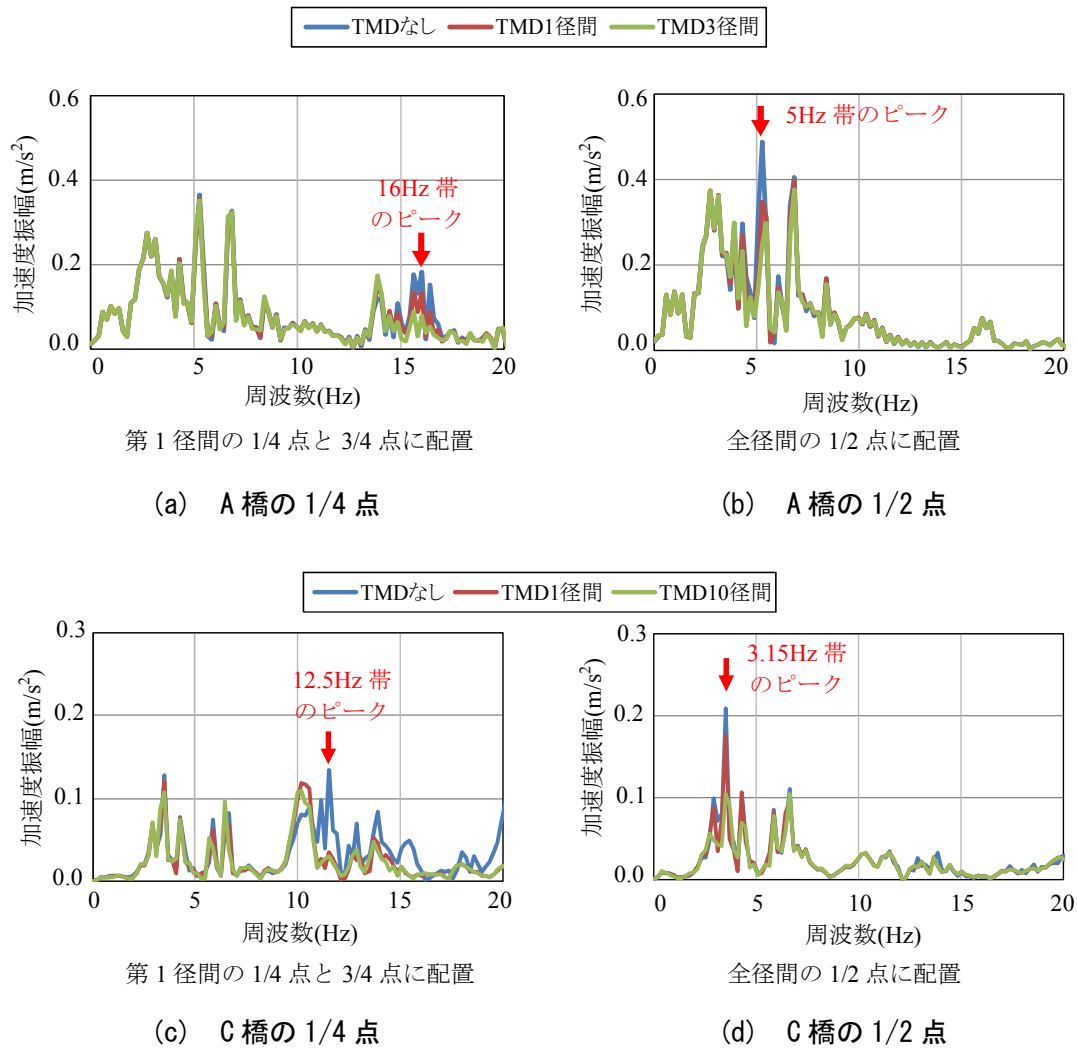
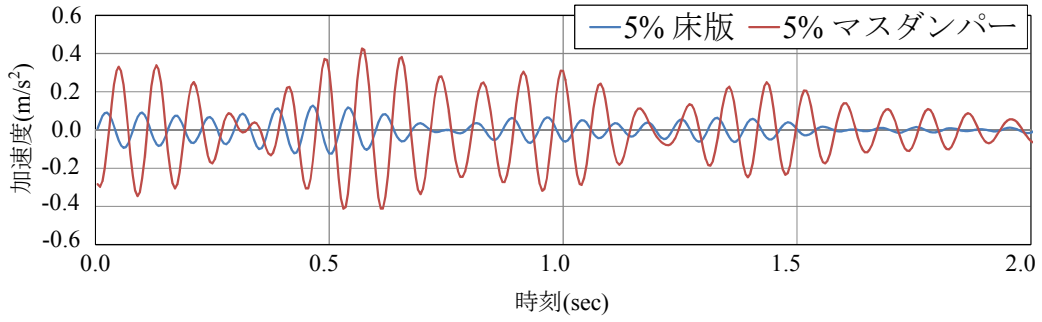


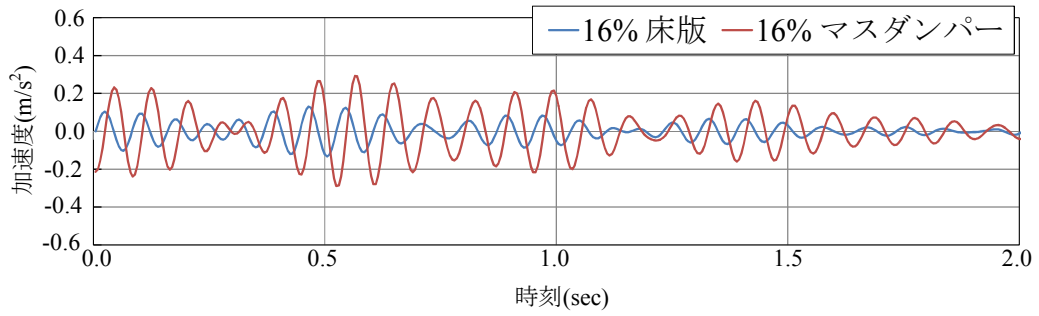
図-5.6.19 TMDの配置と振動加速度の関係

表-5.6.1 TMDによる振動加速度レベルの低減効果

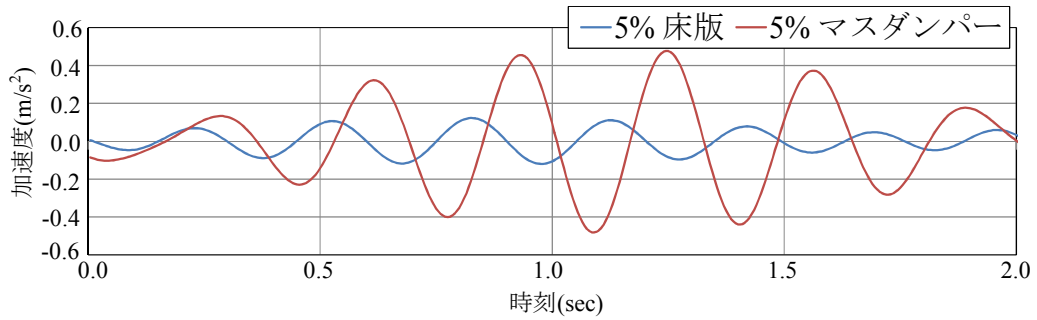
		1/4点	1/2点
A橋	TMD1径間	-2.9 dB(16Hz)	-3.0 dB(5Hz)
	TMD3径間	-7.4 dB(16Hz)	-5.9 dB(5Hz)
C橋	TMD1径間	-11.5 dB(12.5Hz)	-1.7 dB(3.15Hz)
	TMD10径間	-12.7 dB(12.5Hz)	-6.2 dB(3.15Hz)



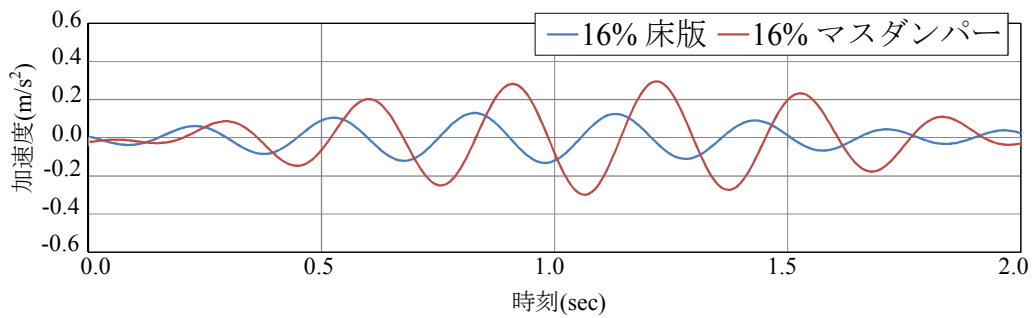
(a) 橋梁支間 1/4 点 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯, h=5%)



(b) 橋梁支間 1/4 点 加速度フィルター波形 (12.5Hz 帯, h=16%)



(c) 橋梁支間 1/2 点 加速度フィルター波形 (3.15Hz 帯, h=5%)



(d) 橋梁支間 1/2 点 加速度フィルター波形 (3.15Hz 帯, h=16%)

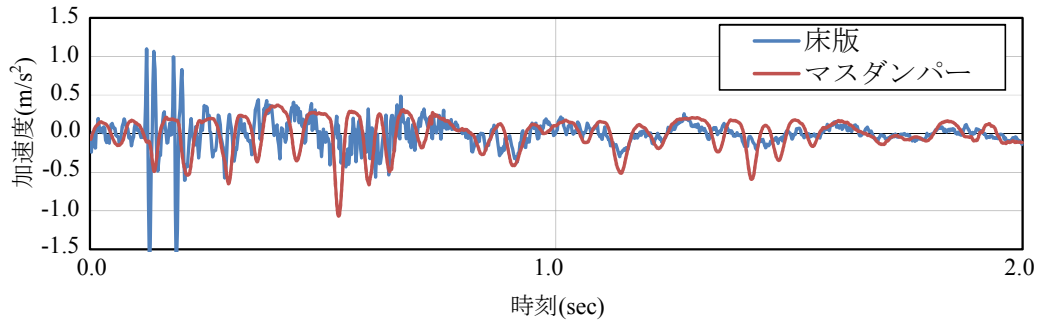
図-5.6.20 TMDと橋梁の応答波形(C橋)

### 5.6.6 IMDによる効果

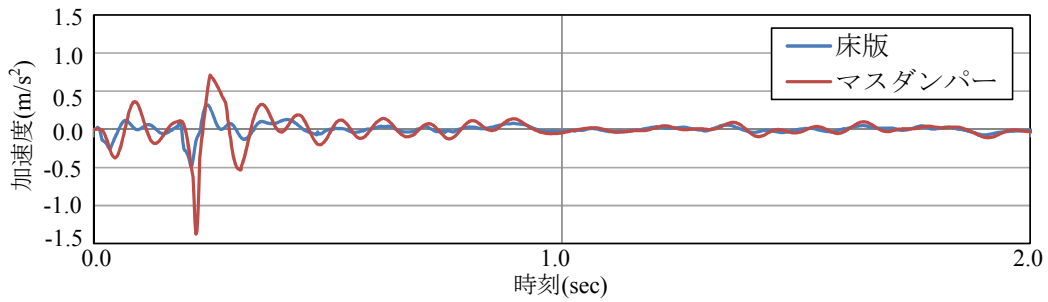
IMDの施工実績のあるB橋に加え、C橋を対象とし、桁剛性付加の検討と同様の疑似応答解析により対策効果の推定を行った。疑似的な外力は、計測記録より算定した前掲の図-5.5.7の値を用いた。IMD接触部の剛性は、測定値がないことから、図-5.6.21に示すB橋の主桁スパン1/4点のIMD設置位置(図-5.6.22の平面図参照)の床版とIMDの加速度の計測値に見られるIMDが連続して振動するための特性を逆算することで表-5.6.2の基本ケースの特性を設定した。ここで、IMDの加速度の計測値が片振れしていることについては、IMDの下側の接触部に遊間を設けることで再現されたため、遊間があったものと考えた。本研究では、IMDの対策効果と接触部の剛性との関係を整理した資料がないことから、B橋に対して接触部のばねと遊間をパラメータとした表-5.6.2、図-5.6.22の特性を用いた解析を実施した。また、対策効果が大きいC橋に対して減衰定数をパラメータとして検討を実施した。

B橋とC橋について、それぞれ主桁スパン1/6点と1/4点の床版の橋軸直角方向の中央(図-5.5.9, 5.5.10の平面図参照)における第1径間から第3径間までの区間を走行中の振動加速度のフーリエスペクトルを図-5.6.23に、「10~20Hz帯」と「3.15~5Hz帯」のピーク周波数の振動加速度レベルを図-5.6.24に示す。B橋の検討結果より、IMDの接触部と床版の遊間をなくし、接触部の剛性を適切な値に設定すると振動抑制効果が高まること、C橋の検討結果より、減衰が大きいと振動抑制効果が大きいことが確認された。そこで、IMDと床版の振動特性を確認するため、IMDのマスダンパーと床版と架台の変位波形と接触部のばね反力の波形をC橋について作成した。この結果、図-5.6.25に示すように、接触部の剛性を適切に設定すると、IMDのマスダンパーが着目位置の床版の卓越周波数である12.5Hzで継続して加振されることと、減衰を増加させると減衰効果でマスダンパーと床版の変位が低下することがわかった。ここで、IMDが減衰定数を増加させても効果が見られるのは、図-5.6.25に見られるように、IMDと床版が同位相の変位を生じていることから、IMDは床版からの反力により直接加振され、これによりダンパーが機能するためと考えられる。





(a) 1/4 点の床版とマスダンパーの振動加速度の実測値



(b) 1/4 点の床版とマスダンパーの振動加速度の解析値

図-5. 6. 21 IMD と床版の振動加速度

表-5. 6. 2 IMD のパラメータ

ケース	着目点	上側の接触			下側の接触
		遊間 $\delta 1(\text{mm})$	接触部材		
			最大圧縮変位 $\delta 2(\text{mm})$	ばね定数 $k (\text{kN/mm})$	
1	基本ケース	0.00	0.1	6.8	なし (遊間あり)
2	遊間	0.05	0.1	6.8	なし (遊間あり)
3	ばね (柔)	0.00	0.1	3.4	なし (遊間あり)
4	ばね (硬)	0.00	0.1	13.6	なし (遊間あり)

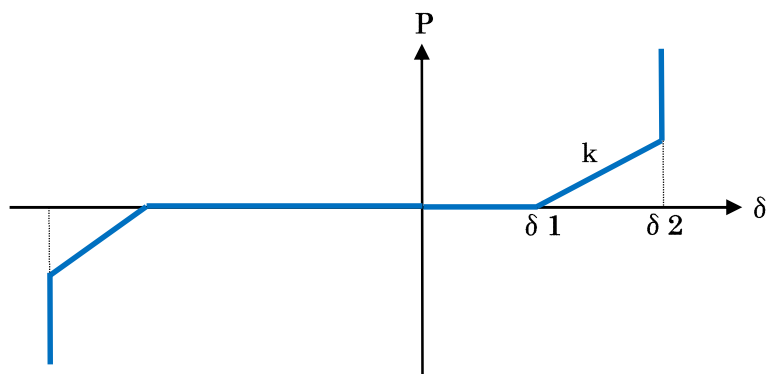


図-5. 6. 22 IMD の非線形特性

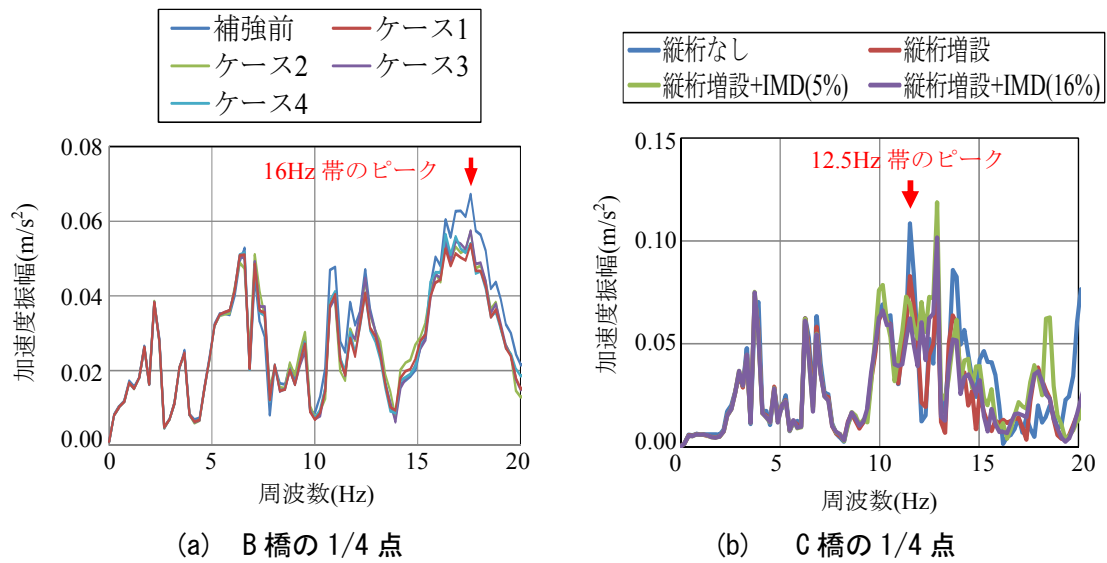


図-5.6.23 IMD の特性と振動加速度の関係

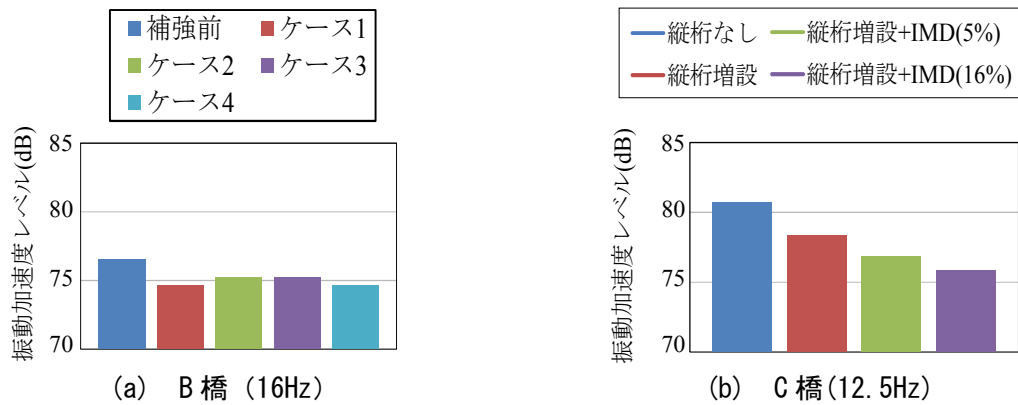
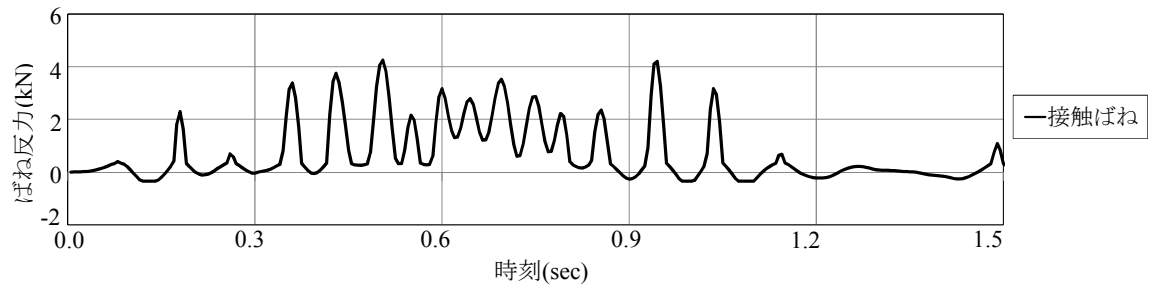
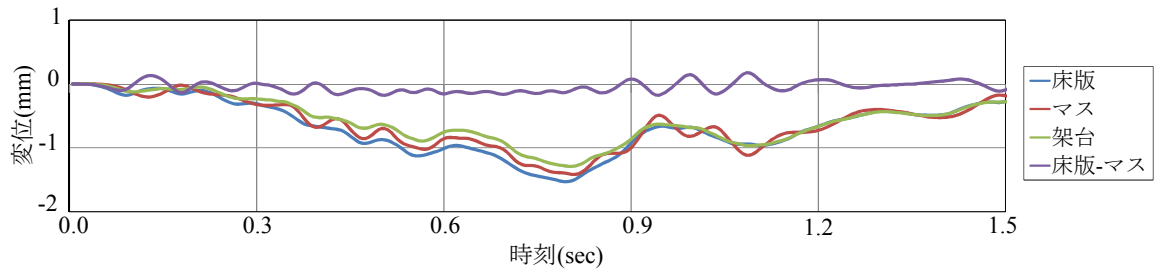
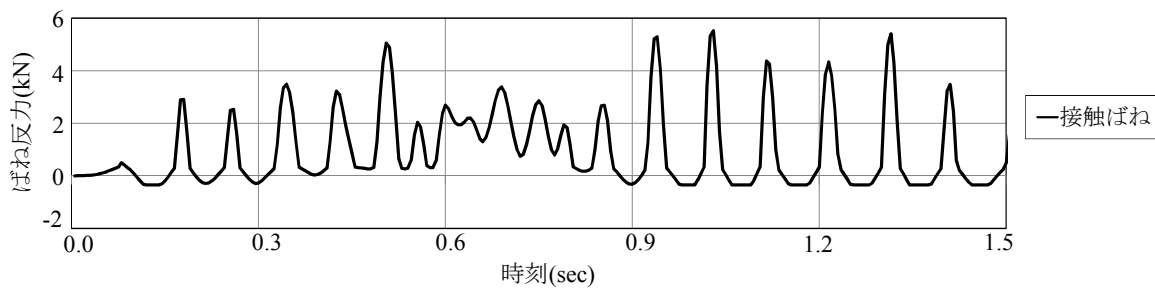
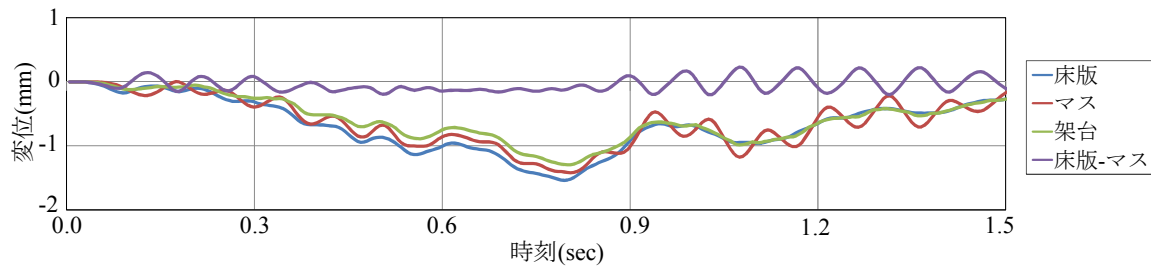


図-5.6.24 IMDによる振動加速度レベルの低減効果



(a) 橋梁支間 1/4 点 (縦桁増設+IMD 減衰 16%)



(b) 橋梁支間 1/4 点 (縦桁増設+IMD 減衰 5%)

図-5.6.25 マスダンパーと橋梁の応答波形 (C 橋)

### 5.6.7 緩衝機能付き中間支柱による効果

A橋とC橋を対象とし、桁剛性付加の検討と同様の疑似応答解析により対策効果の推定を行った。1/4点と3/4点に配置した場合と、1/2点に配置した場合の検討を行った。ここで、A橋については、1箇所当たりに2基分の減衰装置を設置することとした。

A橋とC橋について、主桁スパン1/4点と1/2点の床版の橋軸直角方向の中央(図-5.5.8, 5.5.10の平面図参照)における第1径間から第3径間までの区間を走行中の振動加速度のフーリエスペクトルを図-5.6.26に示す。また、「10~20Hz帯」と「3.15~5Hz帯」のピーク周波数の振動加速度レベルの低減量を表-5.6.3に示す。

この結果、減衰機能付き中間支柱は設置位置の卓越周波数に対して効果を発揮するため「10~20Hz帯」の対策として有効と考えられる。また、主桁スパン1/4点と3/4点に配置することで、スパン1/2の「3.15~5Hz帯」に対する効果も期待できることが確認できた。これは、一般に主桁スパン1/4点と3/4点にも「3.15~5Hz帯」のピーク値の2/3程度の振動が発生することに因ると考えられる。なお、A橋については、「10~20Hz帯」対策により8Hzの振動が増幅する傾向が見られるが、これについては、8Hzのピーク位置を配慮した配置検討により抑制が可能と考えられる。

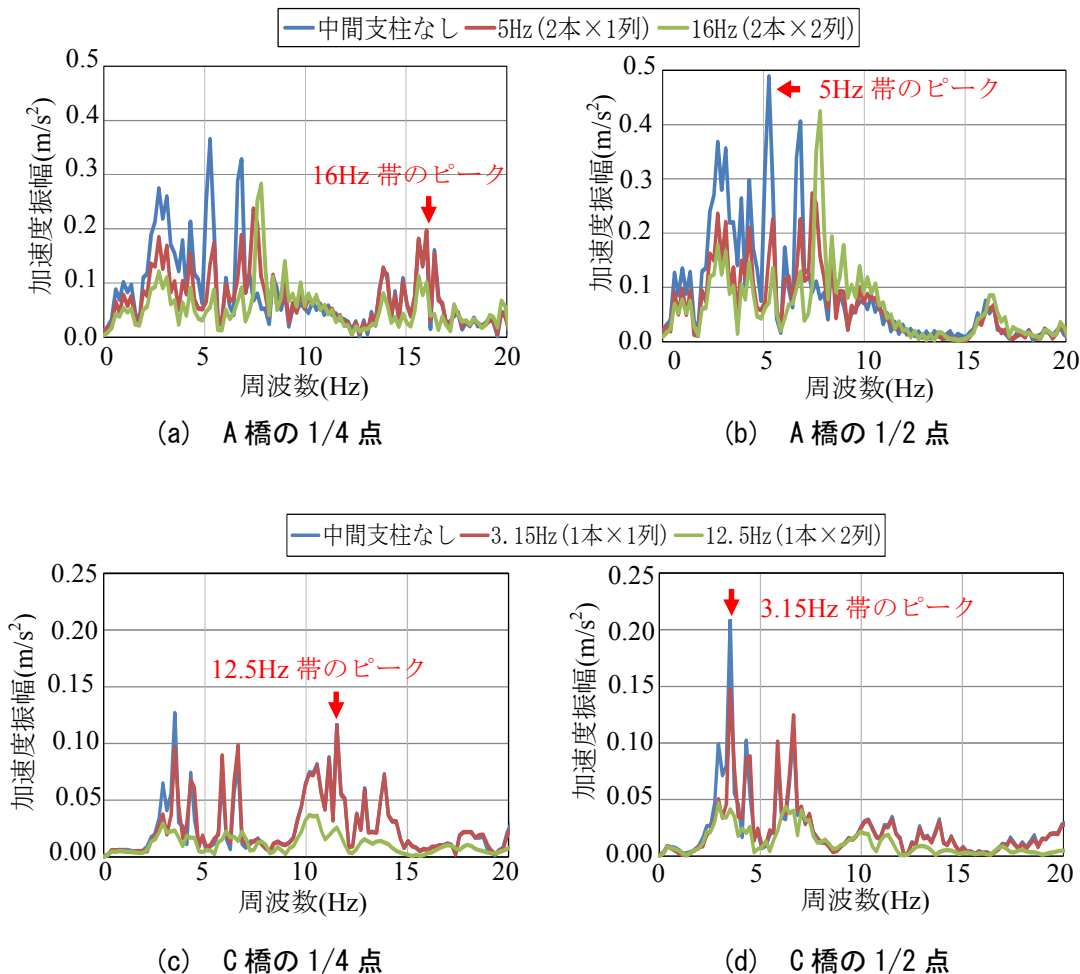


図-5.6.26 中間支柱と振動加速度の関係

表-5.6.3 中間支柱による振動加速度レベルの低減効果

		1/4 点	1/2 点
A 橋	2 本×1 列	+0.8dB (16Hz)	-6.7dB (5Hz)
	2 本×2 列	-4.9dB (16Hz)	-11.2dB (5Hz)
B 橋	1 本×1 列	-0.2dB (12.5Hz)	-3.0dB (3.15Hz)
	1 本×2 列	-13.2dB (12.5Hz)	-14.1dB (3.15Hz)

## 5.7 鉛直2次モードの振動に着目した低周波音対策に関するまとめと考察

鋼桁橋より発生する低周波音苦情のうち、建具のがたつきに対する“物的苦情”が発生すると考えられる参照値<sup>3)・4)・5)</sup>を超過する可能性の高い周波数のうち、車両が伸縮装置を通過した直後に大きな応答が発生する「10～20Hz帯」の低周波音の発生源となる橋梁振動の対策方法について、振動モード形状を踏まえた対策方法の選定を行い対策効果の推定を行った。ここで、低周波音は、周囲の発生源からの音圧の重ね合わせとなる複雑の現象であるが、橋梁近傍の家屋の低周波音は、直近の橋梁振動と相関があることから対策効果の推定は、橋梁の振動加速度の抑制効果に着目した。

具体的には、抑制効果に着目した車両走行解析において、車両が第1径間～第3径間の区間を走行する際の振動加速度のフーリエスペクトルに着目し、「10～20Hz帯」または、「3.15～5Hz帯」において加速度振幅がピークとなる周波数の応答に着目し対策効果を推定した。その結果、以下のことがいえた。

- 1) 伸縮装置前後の路面凹凸を半減すると「10～20Hz帯」の振動加速度は3～5dB程度低減する。
- 2) 端横桁のRC巻立ては、主桁間隔が大きい場合に効果があり、合理化構造で一般に実施されているRC巻立ては、鋼製の横桁で支持する場合に比べ5dB程度以上の効果がある。また、この効果は、車両振動の抑制によるものは小さく、橋梁振動の抑制効果大きい。
- 3) 床版剛性付加は、合理化構造では、「3.15～5Hz帯」「10～20Hz帯」とも床版厚さ1.5倍で5dB程度の抑制が予想されたが、従来の構造では、「3.15～5Hz帯」で10dB程度以上の効果が予想されるものの、「10～20Hz帯」では効果が少ない結果となった。床版支間の大きい構造と、高次モードの鉛直振動には床版剛性の寄与が高いが、床版支間の小さい構造と、低次モードの鉛直振動では桁剛性の寄与が高いと予想されるため、構造特性に応じて剛性付加の機能の高い繊維補強対策と質量付加効果もあるRC増厚を使い分ける必要があるといえた。
- 4) 横桁剛性付与は、従来の構造では効果がなく、合理化構造では、「10～20Hz帯」に対して主桁剛性の2%程度の剛性の横梁を配置すると3～4dB程度の効果が期待できる。従来構造は、密に配置された主桁と床版の剛性が支配的なため、規模の小さい横桁を局部的に配置しても剛性に寄与しないためと考えられる。
- 5) 縦桁剛性付与は、両橋梁の「10～20Hz帯」に対して効果的であり、5dB程度の低減効果を発揮させるためには、従来構造の場合は主桁剛性の20%、合理化構造の場合は主桁剛性の10%程度の縦桁が必要となり、「3.15～5Hz帯」に対しては、従来構造、合理化構造とも効果が期待できないと考えられる。
- 6) TMDは、「10～20Hz帯」を対象とした場合でも、「3.15～5Hz帯」を対象とした場合と同様に設置径間の上部構造の質量の1%質量の配置で5～10dBの抑制が期待できる。また、「3.15～5Hz帯」の対策と従来の構造の「10～20Hz帯」の対策は、全径間に配置すると効果が高まるのに対して、合理化構造の「10～20Hz帯」は、第1径間に配置するのみで効果が期待される。ここで、合理化構造に配置する場合は、床版に縦桁補強等を行い、これに架台を接合することでTMDの振動を床版の鉛直振動モードのピーク位置に伝える工夫が必要である。
- 7) IMDは、接触部を「10～20Hz帯」の振動で共振する剛性とし鉛直振動モードのピーク位置の床版や桁に接合し、床版や桁の振動によりIMDのダンパーマスが「10～20Hz帯」の振動で連続して振動するようにすることで対策効果が発現する。また、床版や桁により強制的に加振す

---

るため減衰定数を大きくすると効果が高まる。本検討では、抑制効果は 2～4dB 程度であったが、接触部のストロークや、下側の接触部遊間等により、ダンパーの減衰機能を高めることができれば効果向上の可能性はある。

- 8) 中間支柱は、適切な量の制振装置とともに鉛直振動モードのピーク位置に配置することで設置位置にピークを有する周波数に対して効果が発揮され、「10～20Hz 帯」のピーク位置に配置すると「3.15～5Hz 帯」も併せて 5～10dB 程度の抑制が可能と予想される。





---

## 第 6 章 対策方法の効果と新設橋梁への適用を含めた設計方法の提案

### 6.1 目的と背景

本研究では、対策方法の検討として、「第 4 章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討」と「第 5 章 鉛直 2 次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証」を実施し、既設の鋼鈹桁橋の鉛直 1 次モード（「3.15～5Hz 帯」）と、鉛直 2 次モード（「10～20Hz 帯」）の振動に対する各種対策方法の効果を推定した。

このため、ここでは、これまでの検討成果より、既設橋梁の対策方法の効果と対策実施の優先度ならびに、対策設計における配慮点を整理した。

また、設計方法の検討として、「第 2 章 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証」を実施し、既設の道路橋の車両走行時の振動加速度の簡易な推定方法を提案しその妥当性を検証した。

このため、ここでは、現状の対策設計の現状を記したうえで、対策設計の簡略化提案を行った。

以上は、既設橋梁に対する内容であるが、新設橋梁の事前対策に目を向けた場合、現状の橋梁設計においては、環境アセスメントにおいて簡易な評価を実施するのみで、橋梁の構造諸元等に係わる具体的な低周波音対策は実施されていないのが実態である。

このため、ここでは、新設橋梁の低周波音対策設計を行う際の課題を整理したうえで、新設橋梁に適用する設計方法を提案した。加えて、新設橋梁に対する事前対策方法を提案した。

## 6.2 対策方法の効果

「第5章 鉛直2次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証」の結果を踏まえると、鋼鈹桁橋の鉛直1次モード（「3.15～5Hz帯」）と、鉛直2次モード（「10～20Hz帯」）の振動に対する各種対策方法の効果は表-6.2.1のようになる。また、この結果を効果の有無で取りまとめると表-6.2.2となる。

鉛直2次モードに着目した場合、路面改修やノージョイント化による凹凸の修繕はいずれの構造に対しても有効である。構造的な対策では、従来の構造に対しては、縦桁補強が実施されていることを前提とすると、制振材の追加（図-6.2.1(a)）が効果的と考えられる。また、合理化構造に対しては、端横桁のRC巻立て、床版剛性付加、横桁剛性付加、縦桁剛性付加と効果的な対策が多く、制振対策も効果的である。

以上を踏まえると、効果的な対策としては、例えば、図-6.2.1(b)の対策が考えられる。

また、対策方法の優先実施順位としては、対策工事の規模や、対策実施後の維持管理性等を配慮すると、表-6.2.3の優先順位が考えられる。標準的な維持管理工事として実施される路面对策をまず初めに実施し、その次に、橋梁への負担や維持管理上の課題が少ない桁剛性付加、最後に、制振装置等を実施するのが適切と考えられる。

ここで、対策方法として記した橋梁全区間に亘る舗装打替えに関しては、「第5章 鉛直2次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証」では確認していないが、「第4章 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討」で実施した路面凹凸の大きさをパラメータとした検討より、路面が平坦になれば橋梁振動が小さくなることが確認できているため、対策方法として追記した。

表-6.2.1 対策効果の目安と設計における配慮点

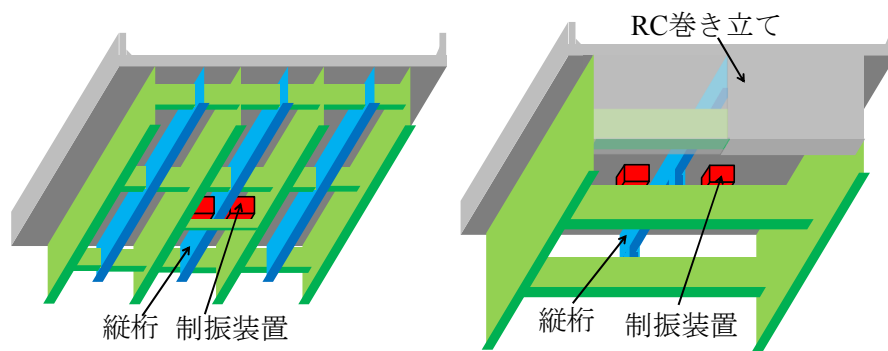
対策方法		対象構造	対策効果		配慮点
			鉛直1次モード	鉛直2次モード	
1	路面凹凸(伸縮装置前後の5m区間のみ)	従来の構造	効果なし(凹凸1/2で0~1dB程度低減)	凹凸1/2で3~5dB程度低減	-
		合理化構造			
2	端横桁RC巻立て	従来の構造	効果なし(0dB)	効果なし(0dB)	-
		合理化構造		RC巻立て有で5dB程度低減	
3	床版剛性付加	従来の構造	床版厚さ1.5倍で10dB程度以上低減(質量付加と効果と予想)	効果が少ない(床版厚さ1.5倍で1dB低減)	構造特性に応じて質量付加(RC増厚)と剛性付加(繊維補強等)の使い分けが必要。
		合理化構造	床版厚さ1.5倍で5dB程度低減(剛性付加効果と予想)		
4-1	横桁剛性付加	従来の構造	効果なし(剛性2倍で0dB)	効果なし(剛性2倍で0dB)	-
		合理化構造	効果なし(主桁剛性の2%の追加設置で2dB増加)	主桁剛性の2%の追加設置で3~4dB程度低減	
4-2	縦桁剛性付加	従来の構造	効果が少ない(主桁剛性の100%で1dB低減)	既設縦桁補強(主桁剛性の20%)で5dB程度低減	従来からの床版補強のための縦桁補強が鉛直2次モードの対策となる。ただし、縦桁を主桁規模としないと更なる効果は見込めない。
		合理化構造	効果が少ない(主桁剛性の10%で1dB低減)	主桁剛性の10%で5dB程度低減	
5	TMD	従来の構造	上部構造の1%質量で5~10dBの低減		鉛直1次モード対策は、全径間に配置すると効果が高まる。 鉛直2次モード対策は、合理化構造の場合は、対策対象径間(第1径間)に配置するのみで効果が期待される。 合理化構造に配置する場合は、制振効果を床版中央に伝達するために、縦桁等を配置する(図-6.3.1)ことの注意が必要である。
		合理化構造			
6	IMD	従来の構造	対策対象外	上部構造の1%質量で2~4dB程度低減	接触部の剛性やストローク、遊間等により、ダンパーの機能を高めることで効果を向上できる可能性がある。
		合理化構造			
7	中間支柱	従来の構造	適切な量の制振装置とともに鉛直振動のピーク位置に配置することで5~10dB程度低減		対象橋梁のモード形状を踏まえた配置計画により、複数の振動モードを兼用した対策が可能となる。
		合理化構造			

※従来の構造は、縦桁補強済みを初期値としたが、縦桁補強の検討では縦桁補強が無い場合を初期値とした。  
従来の構造の横桁補強は、既設の横桁の剛性を増加させた。  
合理化構造の桁補強は、新設の桁を現況に対して追加した。

表-6.2.2 対策効果の一覧

対策方法	従来の構造		合理化構造	
	10～20Hz帯	3.15～5Hz帯	10～20Hz帯	3.15～5Hz帯
1 伸縮装置前後の路面凹凸	○	×	○	×
2 端横桁のRC巻き立て	×	×	○	×
3 床版剛性付加	×	○	○	○
4-1 横桁剛性付加	×	×	○	×
4-2 縦桁剛性付加	×	×	○	×
5 TMD	○	○	○	○
6 IMD	△	—	△	—
7 中間支柱	○	○	○	○

○：5～10dB程度可能，△：要個別検討，×：少ない  
 ※従来の構造は，縦桁補強を実施済みが前提である。



(a) 従来の構造 (b) 合理化構造

図-6.2.1 対策方法のイメージ

表-6.2.3 対策方法の優先順位

対策方法	具体的な対策方法	工事規模	恒久性	補足事項	優先順位		
					鉛直1次モード	鉛直2次モード	
路面 面 対 策	路面凹凸（伸縮装置前後の5m区間のみ）	伸縮装置の段差修繕，ノージョイント化，他	比較的簡易	非恒久～恒久対策	—	効果なし	1位
	路面凹凸（橋梁の手前と橋梁全体）	舗装打替え	標準的な維持管理工事	非恒久対策	—	1位	
上 部 構 造 対 策	端横桁 RC 巻立て	RC 巻立て	比較的簡易	恒久対策	合理化構造は実施済みが基本	従来の構造には効果なし	
	床版剛性付加	RC 増厚，繊維シート補強，他	比較的大掛かり	恒久対策	RC 増厚は重量増加と落下に対する配慮が必要 シート補強は床版の維持管理性への配慮が必要	3位	
	桁剛性付加	縦桁補強，横桁補強	比較的大掛かり	恒久対策	従来の構造の多くは縦桁補強が実施済みのため適用対象外	効果なし	2位
	制振対策	TMD，IMD，中間支柱，他	比較的大掛かり	恒久対策	—	3位	

### 6.3 対策方法の設計における配慮点

「第5章 鉛直2次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証」では、対策方法の規模に応じた対策効果の検討と併せて、対策構造の配置や取り付け構造等の検討を実施した。この成果を、前掲の表-6.2.1に合わせて取りまとめた。

床版剛性の付加については、主桁支間が大きい構造と、高次モードの鉛直振動には床版剛性の寄与が高いが、主桁支間が小さい構造と、低次モードの鉛直振動では桁剛性の寄与が高いと予想されることから、構造特性に応じて剛性付加の機能の高い繊維補強対策と質量付加効果もあるRC増厚を使い分ける必要がある。

TMDについては、鉛直1次モード対策は、全径間に配置すると効果が高まるのに対して、鉛直2次モード対策は、合理化構造に対しては、対策対象とする径間（一般的には伸縮装置脇の第1径間）に配置するのみで効果が期待される。また、合理化構造にTMDを配置する場合は、制振効果を床版中央に伝達するために、縦桁等を配置する（図-6.3.1）ことの注意が必要である。

IMDについては、接触部の剛性やストローク、遊間等により、ダンパーの機能を高めることで対策効果を向上できる可能性があるため、適切な諸元の検討が必要である。

中間支柱については、対象橋梁のモード形状を踏まえた配置計画により、複数の振動モードを兼用した対策が可能となるので着目周波数に応じた配置検討が必要である。

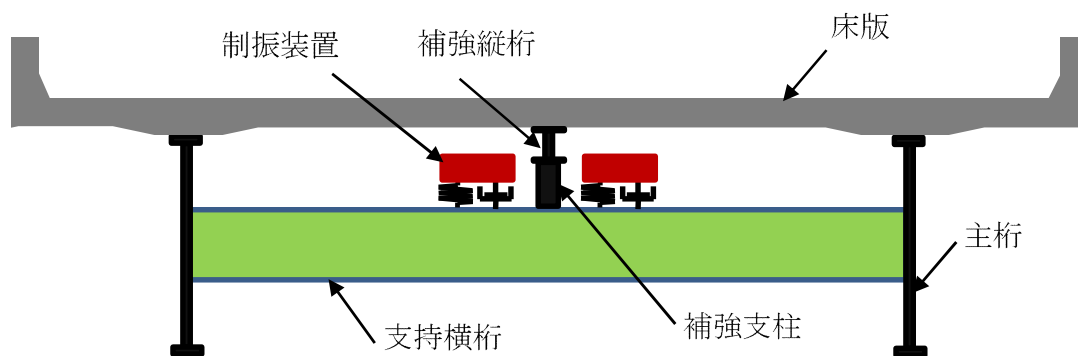


図-6.3.1 制振効果を床版中央に伝達するための構造の例

---

#### 6.4 低周波音対策設計の現状

筆者のこれまでの実務設計の経験を踏まえると、既設橋梁に対する低周波音対策設計は、図-6.4.1の流れで実施されているのが実態であろう。一般に、苦情を受けて実施する現地計測により得られた計測記録に基づいて対策設計を行うことから、既設橋梁の対策設計においては、対策効果の予測の簡略化が課題になると考えられる。

一方、新設橋梁に対する設計では、環境アセスメントにおいて、「道路環境影響評価の技術手法」<sup>16)</sup>にしたがい式(6.4.2)により低周波音を予測し、評価を実施している。ただし、同式は、大型車交通量と道路中心からの距離を指標とした経験式であり、橋梁形式や伸縮装置の位置などは指標となっていない。また、構造形式の選定の際に、橋梁近傍の低周波音の実態調査結果<sup>25)</sup>を鋼橋とコンクリート橋の比較の際に反映する程度の検討が行われることはあっても、構造形式や伸縮装置の位置を含めた支間割りにまで踏み込んだ検討が実施された事例は筆者の知る限りではない。

これは、橋梁の構造形式や伸縮装置の位置を含めた支間割りの違いを考慮した橋梁振動の予測と橋梁振動に基づく低周波音の音圧予測の精度が十分でないこと、外力となる路面凹凸や走行車両に関する取り決めが整理されていないためと考えられる。このため新設橋梁の対策設計では、精度の高い予測手法と外力の条件設定が課題になると考えられる。

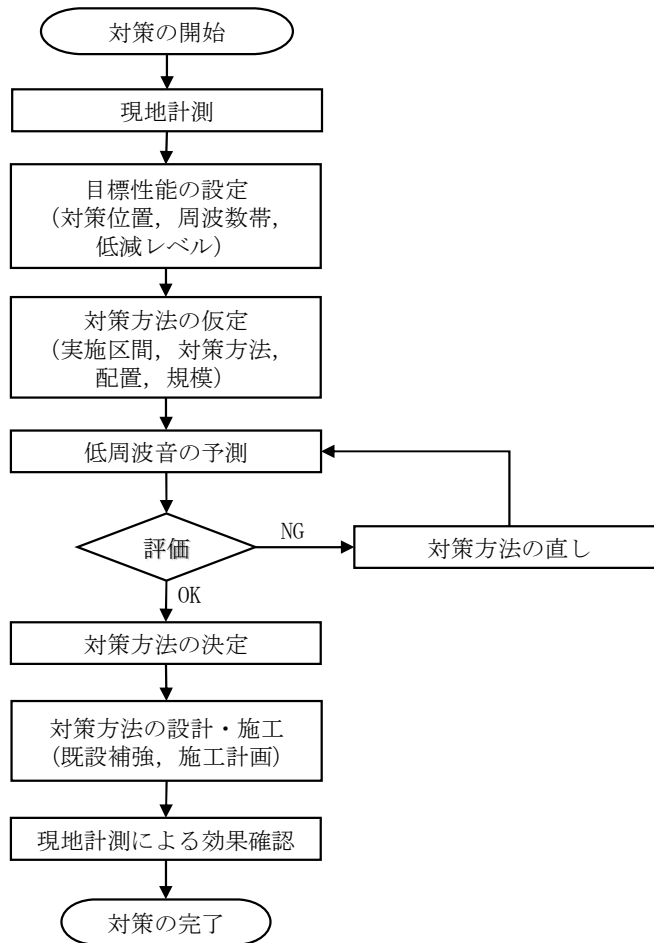


図-6.4.1 既設橋梁の低周波音対策設計の流れ

$$L_0 = a \log_{10} X + b \quad (6.4.1)$$

$$L = L_0 - 10 \log_{10} X(r / r_0) \quad (6.4.2)$$

ここに,

$L$  : 予測位置における低周波音圧レベル (dB)

$L_0$  : 基準点における低周波音圧レベル (db)

$X$  : 大型車類交通量 (台/時)

$r$  : 道路中心から予測位置までの斜距離 (m)

$r_0$  : 道路中心から基準点までの斜距離 17.4 (m)

$a, b$  : 定数

評価指標を  $L_{50}$  とする場合 :  $a=21, b=18.8$

評価指標を  $L_{G5}$  とする場合 :  $a=17, b=37.2$



## 6.5 既設橋梁の低周波音対策設計方法の簡略化提案

本研究の成果を踏まえ、既設橋梁の低周波音対策設計の簡略化を提案した（図-6.5.1）。

伸縮装置の改修を含めた路面凹凸対策に関しては、凹凸の大きさと橋梁の振動加速度レベルの関係が概ね把握できたことから、苦情地点の現状の路面凹凸のプロファイルを確認し、対策効果を予測することとした。なお、対策後の路面凹凸としては、苦情のない良好な地点の路面凹凸のプロファイルを使用することが考えられる。また、対策検討は、車両が伸縮装置を通過した直後の鉛直2次モードの対策の場合は、伸縮装置前後5m程度のプロファイルに着目し、車両が橋梁上を通過中に継続的に発生する鉛直1次モード対策（場合によっては鉛直2次モード対策）の場合は、橋梁全区間のプロファイルに基づく評価を行うものとした。

橋梁の上部構造対策の設計においては、橋梁の卓越周波数が大きく変化するような対策を行わない限り、疑似応答解析を用いた予測方法が適用できることを反映した。

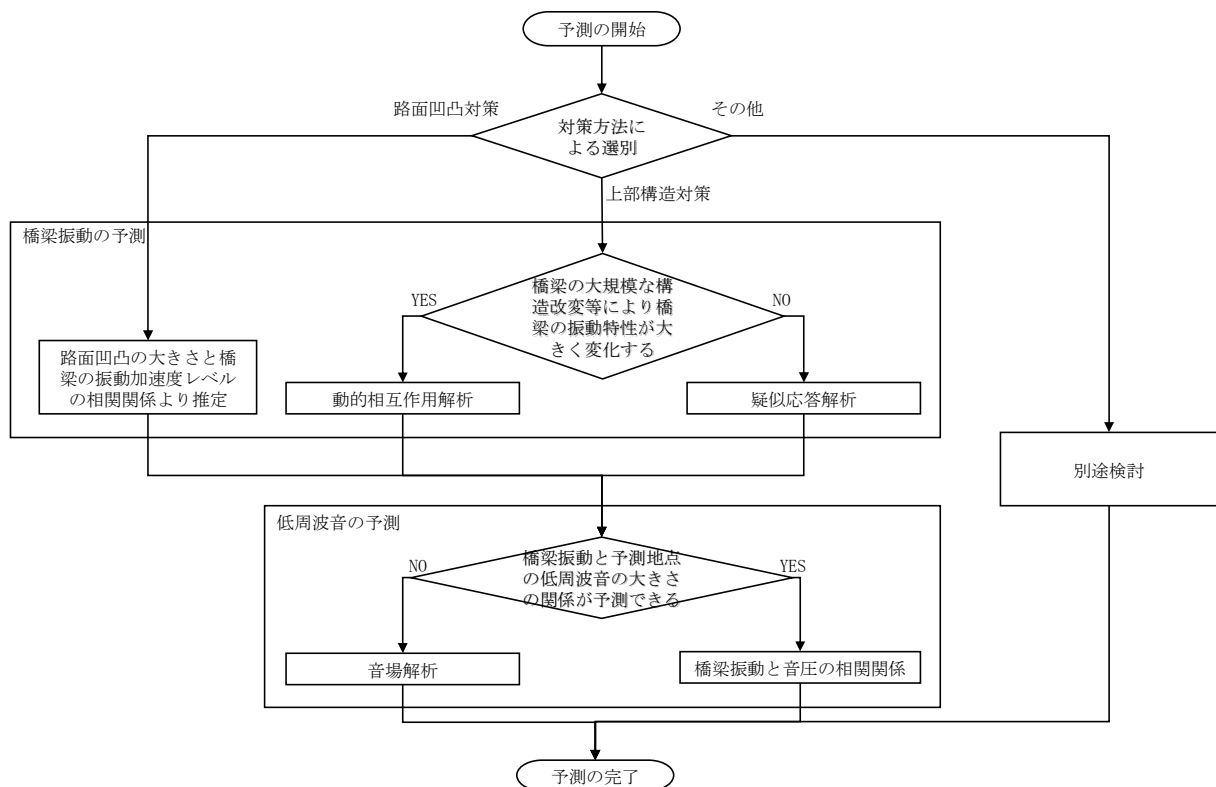


図-6.5.1 既設橋梁に対する対策効果の予測方法の簡略化の提案

また、筆者のこれまでの経験と、本研究の成果を踏まえ各対策方法の主な設計・照査項目等を表-6.5.1に取りまとめた。

表-6.5.1 各対策方法の主な設計・照査項目等

対策方法	設計・照査項目等				
	対策実施区間	配置	規模・特性	既設の補強	施工計画
路面凹凸	1次モードであれば、橋梁区間の前を含めた長い区間、2次モードであれば伸縮装置前後を中心とするのみで良いか。	—	—	—	交通規制
床版剛性付加	1次モードであれば、橋梁区間の前を含めた長い区間、2次モードであれば伸縮装置脇の1径間のみで良いか。	上面か下面か	厚さ、重さ、材質	主桁の照査	交通規制等
桁剛性付加		振動のピーク位置を狙った縦か横か組み合わせ配置	剛性	主桁、床版の負曲げ、主桁の首振り等の照査	
TMD		振動のピーク位置を狙った配置	重量（上部構造重量の1%前後の事例が多い）、減衰定数（5%程度の事例が多い）	主桁の照査	
減衰機能付き中間支柱			減衰装置の剛性、減衰係数	取付け部の照査	
IMD（2次モード対策）	伸縮装置脇の1径間のみで良いか		重量、剛性、遊間、減衰定数等を設定	主桁の照査、衝突部の照査	

## 6.6 新設橋梁の低周波音対策設計方法の提案

本研究の成果を踏まえ、新設橋梁の低周波音対策に着目した設計の流れを提案した(図-6.6.1)。橋梁より発生する低周波音の予測では、車両走行解析により橋梁振動を予測し、橋梁の振動より低周波音を予測するものとした(図-6.6.2)。また、車両走行解析は、動的相互作用解析を基本とするが、橋梁の構造条件の違いが車両の応答に有意な影響を及ぼさない場合には、専用プログラムが不要な疑似応答解析が適用できることを盛り込んだ。

低周波音の予測は、音場解析を基本とするが、橋梁振動と橋梁近傍の低周波音の音圧の相関関係が明らかな場合には、橋梁振動より予測できるものとした。

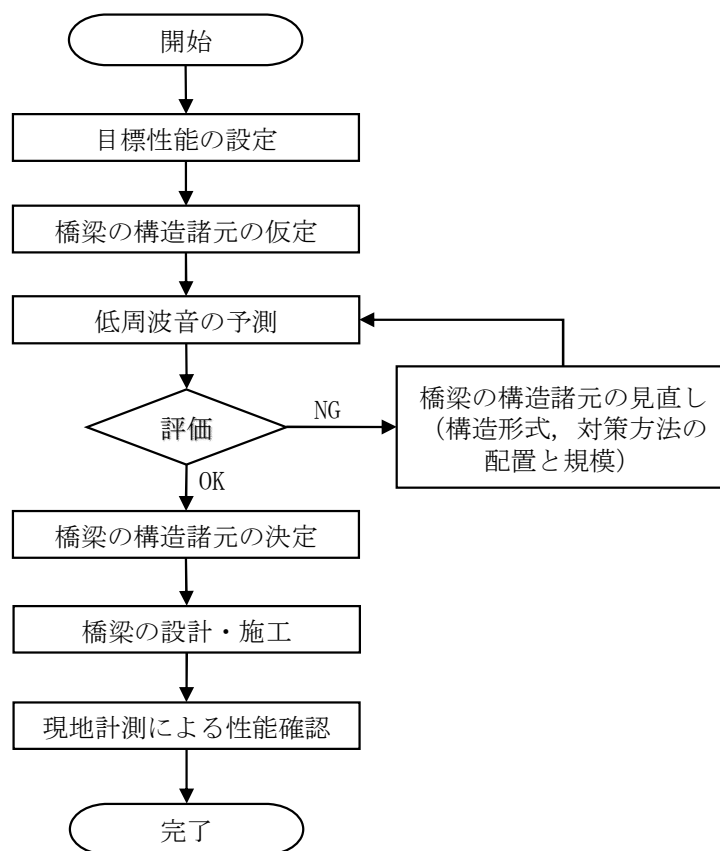


図-6.6.1 新設橋梁の設計方法の流れ

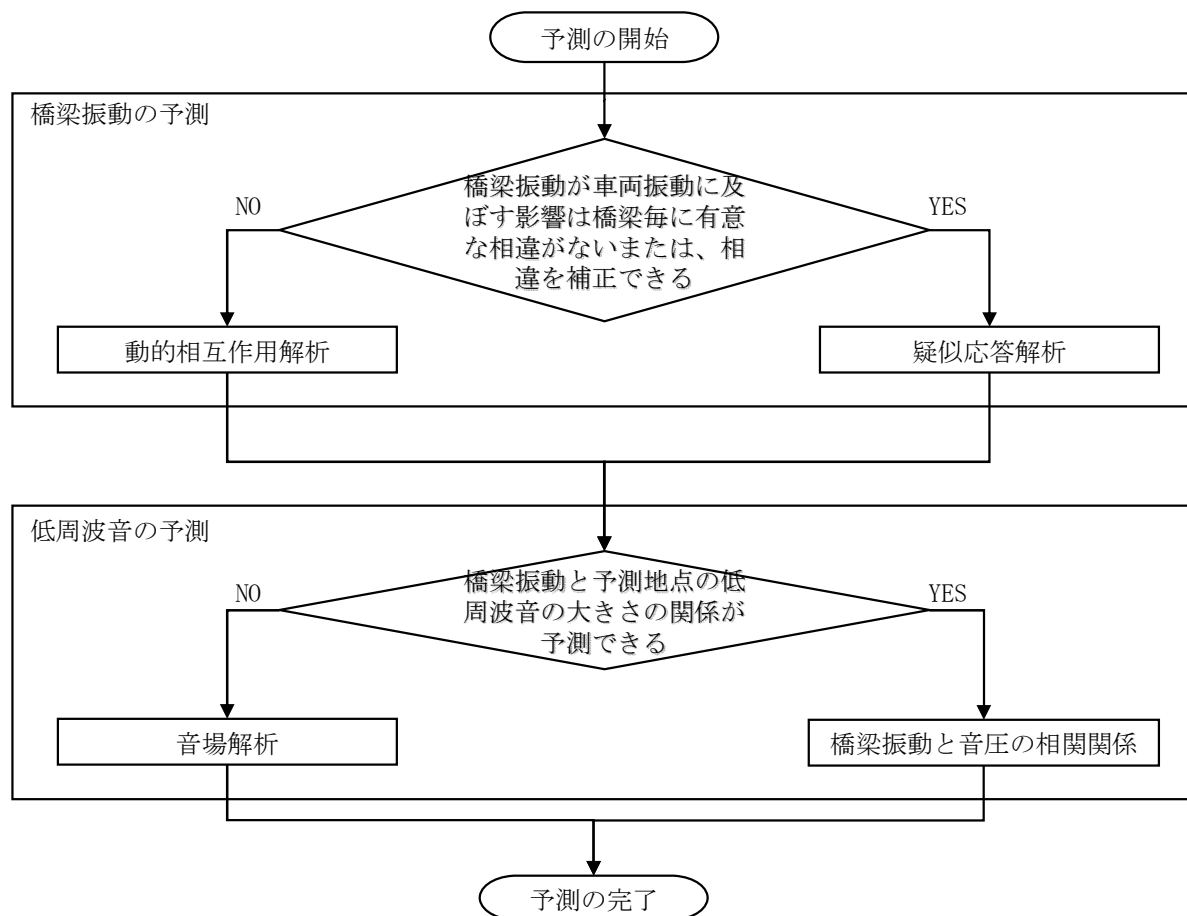


図-6.6.2 新設橋梁の低周波音の予測方法の提案

ここで、既設橋梁の対策の場合は、現状における橋梁振動と低周波音の計測記録を基準として対策目標を設定することができる（例えば、低周波音の音圧と橋梁の振動加速度が比例関係にあり、低周波音が 10dB 目標値を超過していれば、橋梁振動を 10dB（振幅を約 1/3 に）低下させる）が、新設橋梁の場合は、計測記録が無いことから、適切な解析条件を設定し諸条件に応じた予測を行う必要がある。

橋梁振動の予測では、外力となる路面凹凸と車両モデルの特性の設定と、橋梁モデルの減衰定数等により応答が異なるため、図-6.6.3 の解析条件設定を行う必要がある。

橋梁の減衰定数に関しては、深田らの研究成果<sup>20)</sup>等を参考に設定することが考えられる。

路面凹凸に関しては、図-6.6.4 に示した既往の事例を踏まえ、ISO 基準の Very good のランクに相当する凹凸や、既往事例の統計処理を行い設定する事が考えられる。

車両モデルに関しては、既往の大型車両の特性を踏まえ、既往の計測記録を近似可能な車両を設定することが考えられる。ただし、車両の卓越周波数が橋梁の卓越周波数に近いほど橋梁振動は大きくなるため、車両の周波数特性は実存する中で幅を持たせる必要があると考えられる。

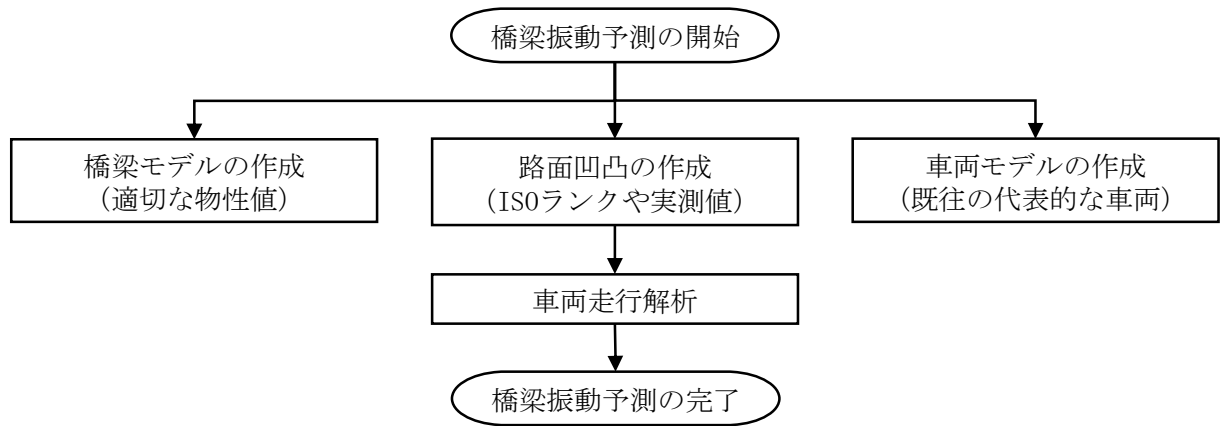


図-6.6.3 動的相互作用解析の流れと必要な条件設定

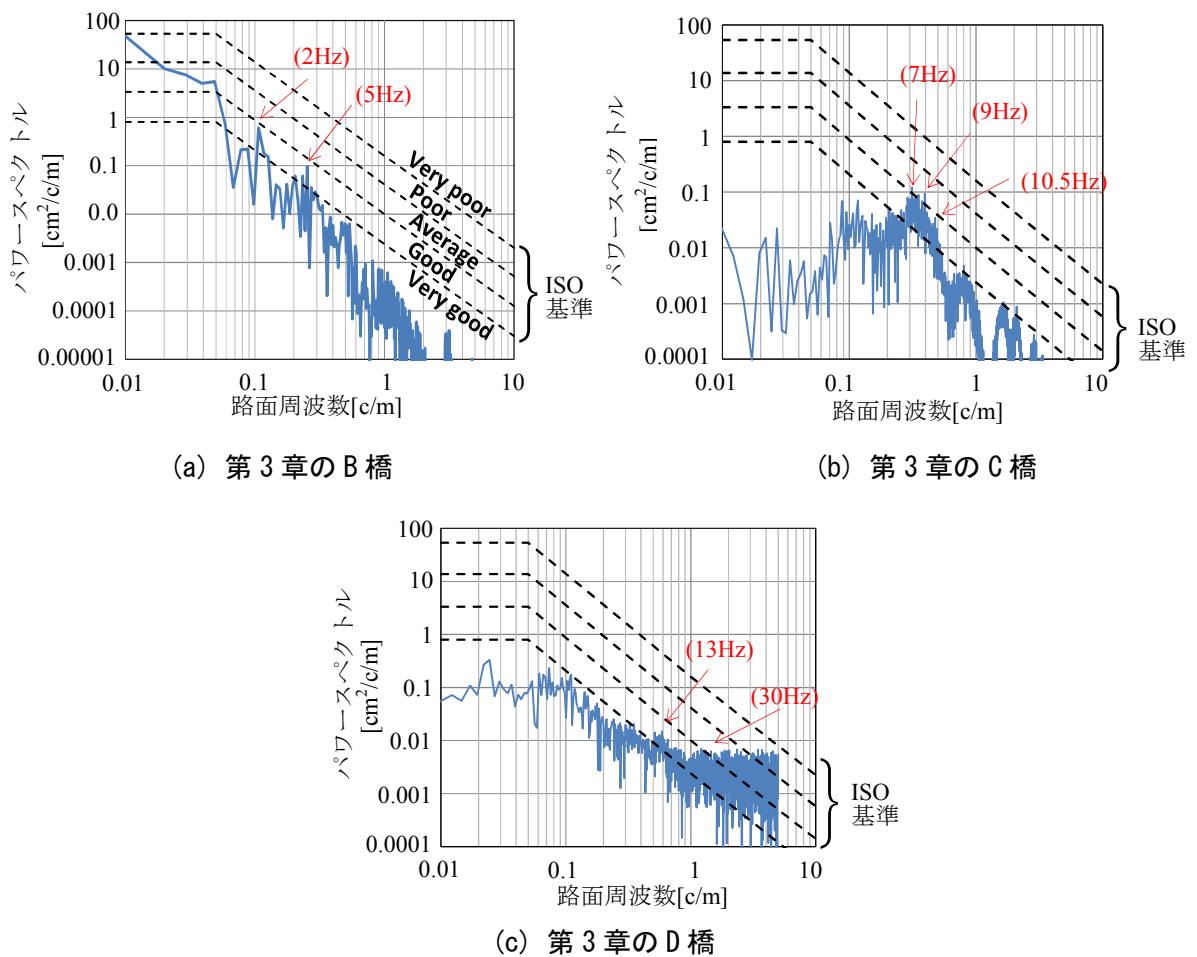


図-6.6.4 路面凹凸の事例

車両走行解析に疑似応答解析を用いる場合は、前述の路面凹凸上を走行した車両の実測値や、動的相互作用解析における車両の振動より外力を設定する方法が考えられる（図-6.6.5）。

また、低周波音の音圧の予測では、橋梁振動より音場解析で算定する方法の他に、橋梁振動と近傍地点の低周波音の相関関係を用いる方法が考えられる。後者の場合、音圧の距離減衰に関しては、前掲の式（6.4.1）が参考になるが、低周波音の伝搬には橋梁の背後に壁がある等の橋梁の立地条件の影響を受けるため、様々な条件下の相関関係を調査・蓄積して関係を整理する必要がある。

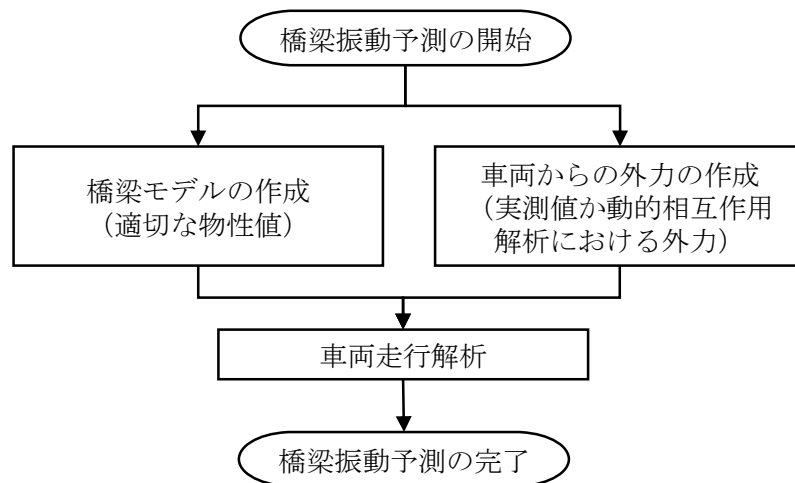


図-6.6.5 疑似応答解析方法の提案

## 6.7 新設橋梁の設計で用いる対策方法の提案

新橋の設計においては、大きな振動の発生する第1径間を中心に、予め縦桁を配置したり床版厚を増すとともに、万一の場合に備え TMD 等の制振装置を配置できる架台を横桁として配置する等の配慮が考えられる（図-6.7.1）。また、伸縮装置の大きさの変更は難しいとしても、前後の後打ちコンクリートの延長を延ばし（図-6.7.2）車両のばね下の路面に対する共振を抑制することが考えられる。

各対策方法の主な設計・照査項目は、前掲の表-6.4.1 と共通となる。

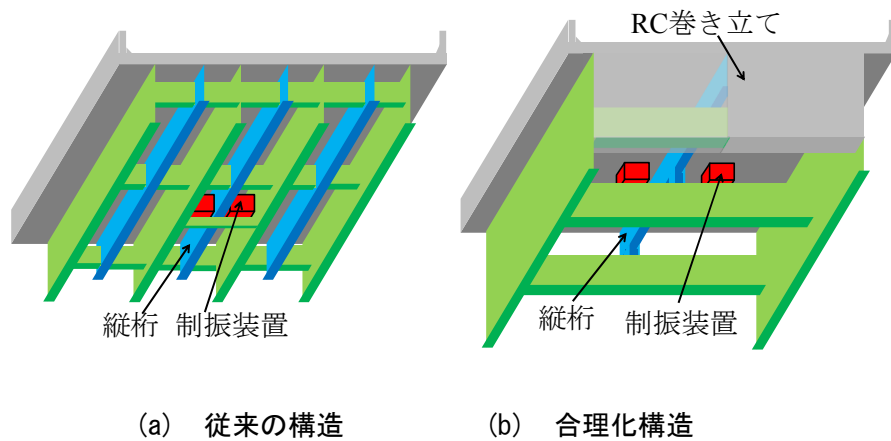
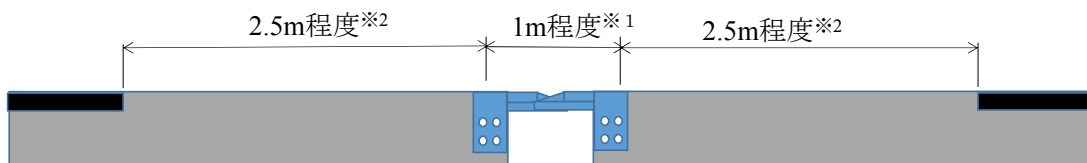


図-6.7.1 対策方法のイメージ



- ※1) 車両走行速度が80km/hで、凹凸を半波長とした場合：11Hz
- ※2) 車両走行速度が80km/hで、伸縮装置を含めた6m区間の凹凸を2波長とした場合：7.5Hz

図-6.7.2 伸縮装置の後打ちコンクリートの延長対策

### 6.8 対策方法の効果と新設橋梁への適用を含めた設計方法に関するとりまとめと考察

対策構造に関する研究結果を踏まえると、鋼桁橋の「10～20Hz帯」の振動に対しては、路面改修やノージョイント化による凹凸の修繕はいずれの構造に対しても有効である。また、構造的な対策としては、従来の構造には、縦桁補強が実施されていることを前提とすると、制振材の追加が効果的と考えられる。また、合理化構造に対しては、端横桁のRC巻立て、床版剛性付加、横桁剛性付加、縦桁剛性付加と効果的な対策が多く、制振対策も効果的である。ただし、制振効果を床版中央に伝達するために、縦桁等を配置することの注意が必要である。また、床版剛性付加に関しては、質量の増加の有無で効果が異なる可能性があるため注意が必要である。

一方、新橋の設計においては、大きな振動の発生する第1径間を中心に、予め縦桁を配置したり床版厚を増すとともに、万一の場合に備えTMD等の制振装置を配置できる架台を横桁として配置する等の配慮が考えられる。また、伸縮装置前後の後打ちコンクリートの延長を延ばし車両のばね下の路面に対する共振を抑制することも考えられる。

これらの対策方法の設計に用いる対策効果の予測方法として、既設橋梁の振動加速度の予測に対しては、疑似応答解析を用いた簡略化が有効である。新設橋梁に対しては、動的相互作用解析を基本として、解析モデルと外力の適切な設定が重要となるが、車両からの外力に基づき擬似的な外力を設定することも考えられる。また、既設橋梁からの低周波音の予測には、振動加速度との相関を用いるのが有効であり、新設橋梁に対しては、音場解析や既往の事例の蓄積に基づく予測が重要となる。



## 第7章 結論

本研究は、高架道路からの低周波音苦情のうち、20Hz程度以下の周波数で発生するとされる“物的苦情”に着目し、「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」、「苦情原因に応じた対策構造」、「新設橋梁の設計における配慮」の3点を明らかにすることを目的として実施した。研究対象は、コンクリート橋に比べ音圧レベルがやや大きいとされている鋼橋のうち数量の多い鉸桁形式とし、多主桁の従来の構造と少数主桁の合理化構造の両者に着目した。また、数値解析を用いた検討の簡略化を目的として疑似応答解析手法の提案を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

### (1) 道路橋の応答加速度を推定するための疑似応答解析の提案と妥当性の検証による知見

疑似応答解析手法は、橋梁の低周波音対策等の効果推定に用いる車両走行解析において、詳細な動的相互作用を考慮した解析の代わりに、試験車両の車軸の振動加速度より疑似的な外力を作成し、これを入力とする解析手法である。

従来の構造と合理化構造の鋼鉸桁橋に対して両解析手法を適用し、橋梁の振動加速度を比較することでその適用性を検討した。着目する橋梁振動の周波数は、低周波音苦情の内、物的苦情の原因となることが多い20Hz帯以下の卓越周波数とし、「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」とした。その結果、疑似応答解析について以下のことが明らかとなった。

- 1) 車両が路面と、橋梁が車両と共振する「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」のピーク周波数帯において動的相互作用解析と同等のスペクトル形状と波形形状を持つ加速度応答を算定できることから、低周波音対策の効果の推定において動的相互作用解析と同等の結果が得られる。
- 2) 上記以外の周波数においては動的相互解析と応答が大小異なるが、ピークが現れる周波数は概ね同一である。
- 3) 「3.15～5Hz帯」と「10～20Hz帯」のピーク周波数帯において、実測値の振幅と波形形状を概ね再現できることが確かめられた。これは、車両からの外力に実測値を用いることで、誤差を生じやすい車両の応答解析が不要となったことが解析精度の向上につながったと考えられる。
- 4) 対策効果の推定において動的相互作用解析と同等の推定値が得られることが確かめられた。

以上のことから、提案した疑似応答解析は、苦情対策の検討において動的相互作用解析と同等の効果が得られることから、橋梁の構造系の大幅な変更や、路面改修により対策周波数帯の車両振動の振幅が対策目標に対して有意に変化する場合以外は、対策効果の推定において実用的と考えられた。このため、「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」、「苦情原因に応じた対策構造の研究」において適宜使用した。

## (2) 橋梁振動に伴う低周波音の発生部位の特定とその要因の分析による知見

「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」の研究として、橋梁の振動加速度と橋梁近傍の低周波音圧の計測記録の分析と、橋梁の解析モデルを用いた数値解析を併用して低周波音の発生部位とその要因を分析した。研究対象橋梁は、鋼鈹桁橋の従来の構造と合理化構造の各2橋梁（合計4橋梁）とした。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 鋼鈹桁橋より発生する建具のがたつきに対する“物的苦情”の原因となる低周波音の周波数は、本研究で対象とした橋梁では「3.15～5Hz帯」に加え、「10～20Hz帯」に存在する。橋梁振動が低周波音の発生源である可能性が高く、橋梁振動は、後述のとおり車両振動による共振であり、鋼鈹桁橋の固有周波数は本論文で対象とした支間長（20m～40m程度）では概ね同一であることから、この傾向は上記支間長の鋼鈹桁橋に当てはまることが予想される。
- 2) 「3.15～5Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、主桁支間の中央がピークとなる鉛直振動である。また、合理化構造の場合は、主桁に対する床版の相対変位が大きくなる。
- 3) 「10～20Hz帯」の低周波音を発生させる橋梁の振動は、床版の橋軸直角方向の中央がピークとなる鉛直振動で、主桁支間内に複数発生する。
- 4) 主に車両の車軸よりも上のばねの路面に対する共振によるものである「3.15～5Hz帯」の振動・低周波音は、車両が橋梁の支間上を通過する間、振幅の変化はあるものの継続的に大きい。
- 5) 主に車両のタイヤのばねの路面に対する共振によるものである「10～20Hz帯」の振動・低周波音は、車両がジョイントを通過した直後が特に大きい。
- 6) 車両がジョイントを通過した直後の「10～20Hz帯」の応答が大きいのは、車両の鉛直方向加速度がジョイント通過時に励起されているためと予想され、路面凹凸の形状や分布に起因することが予想される。

## (3) 伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響の検討による知見

「苦情原因に応じた対策構造」の研究として、「10～20Hz帯」の低周波音の発生源となる橋梁振動について、伸縮装置前後の路面凹凸の波長や分布等の特性と車両および橋梁の卓越周波数との関係に着目して研究を行った。計測記録の分析と数値解析を併用して伸縮継手前後の路面凹凸による影響の大きさと要因検討を実施した結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 伸縮装置前後の路面凹凸によって、試験車両のばね下の卓越周波数である10～20Hz帯（計測記録では10～16Hz帯）の振動が励起され、これにより橋梁の10～20Hz帯（計測記録では12.5～20Hz帯）の振動が励起されることがわかった。
- 2) 伸縮装置前後の路面凹凸によって励起された車両の振動とそれによる橋梁振動の継続時間は、桁橋においては橋梁1径間分を通過する程度の時間であることがわかった。
- 3) 伸縮装置前後の路面凹凸により励起された車両振動と橋梁振動の振幅は、伸縮装置のない径間の振動振幅に対して、路面凹凸の両振幅が15mm、波数が1.5～2、車両と橋梁に対する周波数比が0.6～0.8程度の場合に最大で4～5倍程度となることが確かめられた。

- 4) 伸縮装置前後の路面凹凸の調査結果より、伸縮装置前後の後打ちコンクリートとアスファルト舗装およびその上の段差修正対策による凹凸が車両のばね下と橋梁の卓越周波数帯である「10～20Hz 帯」の波長に一致する可能性が高いことが確認された。
- 5) 路面凹凸をパラメータとして解析を行った結果から、車両の振動の大きさは、路面凹凸の波数と段差の大きさに概ね比例すること、また、橋梁の振動の大きさは、段差の大きさには比例するが、路面凹凸の波数に関しては、乗り入れ後の波の数に比例する傾向にあることがわかった。
- 6) 路面凹凸の周波数（波長）が、車両のばね下と橋梁の卓越周波数に合致（例えば、卓越周波数が 12.5Hz で速度が 80km/h の場合、波長は 1.8m となる）すると車両と橋梁振動の増幅は最大となることがわかった。
- 7) 路面凹凸の形状は、正弦波、段差のいずれの形状であっても路面凹凸により橋梁振動が励起される際の路面凹凸の波数と大きさならびに波長の影響は同様な傾向を示すことがわかった。
- 8) 路面凹凸の周波数が車両および橋梁の周波数のおよそ 1.5 倍ずれた場合の車両と橋梁の振動加速度は、同調した場合（1 倍の場合）の 75%程度以下となること、また、2 倍にずれた場合は 50%程度以下にまで低下することが確かめられた。

また、以上の成果に基づき、本研究では、橋梁振動に対する伸縮装置前後の路面凹凸の特徴を整理して、モデル化することで、路面凹凸の制御対策の効果を振動加速度レベルの換算で評価することができた。低周波音に関しても橋梁振動と同様な増幅が確認できていることから、低周波音に対する対策の目安になると考えている。

伸縮装置前後の路面凹凸に橋梁の 10～20Hz 帯（計測では 12.5～20Hz 帯）の卓越周波数に合致する波長（1.8～1.1m（時速 80km の場合））に近い大きな路面凹凸を連続して作ると、車両の 10～20Hz 帯（計測では 10～16Hz 帯）の振動を励起し、橋梁の振動が励起される。このため、橋梁から発生する 10～20Hz 帯の低周波音の発生を抑制するためには、段差の発生し難い施工手順や材料の選定に加え、伸縮装置と後打ちコンクリート、段差修正対策の区間長を橋梁の卓越周波数に合致する波長の半波長とならないように配慮する等、設計・施工および維持管理において注意することが重要と考えられる。

#### (4) 鉛直 2 次モードの振動に着目した低周波音対策の選定と効果の検証による知見

「苦情原因に応じた対策構造」の研究として、「10～20Hz 帯」の低周波音の発生源となる橋梁振動の対策方法について、振動モード形状を踏まえた対策方法の選定を行い、車両走行解析により対策効果の研究を行った。ここで、低周波音は、周囲の発生源からの音圧の重ね合わせとなる複雑な現象であるが、橋梁近傍の家屋の低周波音は、直近の橋梁振動と相関があることから対策効果の推定は、橋梁の「10～20Hz 帯」の振動加速度のピーク位置の振動加速度の抑制効果に着目した。また、対策効果の比較として、鉛直 1 次モード対策として用いた場合の検討も行った。その結果、以下のことがいえた。

- 1) 伸縮装置前後の路面凹凸を半減すると「10～20Hz 帯」の振動加速度は 3～5dB 程度低減する。
- 2) 端横桁の RC 巻立ては、主桁間隔が大きい場合に効果があり、合理化構造で一般に実施され

ている RC 巻立ては、鋼製の横桁で支持する場合に比べ 5dB 程度以上の効果がある。また、この効果は、車両振動の抑制によるものは小さく、橋梁振動の抑制効果が大きい。

- 3) 床版の剛性付加は、合理化構造では、「3.15～5Hz 帯」「10～20Hz 帯」とも床版厚さ 1.5 倍で 5dB 程度の抑制が予想されたが、従来の構造では、「3.15～5Hz 帯」で 10dB 程度以上の効果が予想されるものの、「10～20Hz 帯」では効果が少ない結果となった。床版支間が大きい構造と、高次モードの鉛直振動には床版剛性の寄与が高いが、床版支間が小さい構造と、低次モードの鉛直振動では桁剛性の寄与が高いと予想されるため、構造特性に応じて剛性付加の機能の高い繊維補強対策と質量付加効果もある RC 増厚を使い分ける必要があるといえた。
- 4) 横桁剛性付与は、従来の構造では効果がなく、合理化構造では、「10～20Hz 帯」に対して主桁剛性の 2% 程度の剛性の横梁を配置すると 3～4dB 程度の効果が期待できる。従来構造は、密に配置された主桁と床版の剛性が支配的なため、規模の小さい横桁を局部的に配置しても剛性に寄与しないためと考えられる。
- 5) 縦桁剛性付与は、両橋梁の「10～20Hz 帯」に対して効果的であり、5dB 程度の低減効果を発揮させるためには、従来構造の場合は主桁剛性の 20%、合理化構造の場合は主桁剛性の 10% 程度の縦桁が必要となり、「3.15～5Hz 帯」に対しては、従来構造、合理化構造とも効果が期待できないと考えられる。
- 6) TMD は、「10～20Hz 帯」を対象とした場合でも、「3.15～5Hz 帯」を対象とした場合と同様に設置径間の上部構造の質量の 1% 質量の配置で 5～10dB の抑制が期待できる。また、「3.15～5Hz 帯」の対策と従来の構造の「10～20Hz 帯」の対策は、全径間に配置すると効果が高まるのに対して、合理化構造の「10～20Hz 帯」は、第 1 径間に配置するのみで効果が期待される。ここで、合理化構造に配置する場合は、床版に縦桁補強等を行い、これに架台を接合することで TMD の振動を床版の鉛直振動モードのピーク位置に伝える工夫が必要である。
- 7) IMD は、接触部を「10～20Hz 帯」の振動で共振する剛性とし鉛直振動モードのピーク位置の床版や桁に接合し、床版や桁の振動により IMD のダンパーマスが「10～20Hz 帯」の振動で連続して振動するようにすることで対策効果が発現する。また、床版や桁により強制的に加振するため減衰定数を大きくすると効果が高まる。本検討では、抑制効果は 2～4dB 程度であったが、接触部のストロークや、下側の接触部遊間等により、ダンパーの減衰機能を高めることができれば効果向上の可能性はある。
- 8) 中間支柱は、適切な量の制振装置とともに鉛直振動モードのピーク位置に配置することで設置位置にピークを有する周波数に対して効果が発揮され、「10～20Hz 帯」のピーク位置に配置すると「3.15～5Hz 帯」も併せて 5～10dB 程度の抑制が可能と予想される。

#### (5) 対策方法の効果と新設橋梁への適用を含めた設計方法の提案による知見

対策構造に関する研究結果を踏まえると、鋼桁橋の「10～20Hz 帯」の振動に対しては、路面改修やノージョイント化による凹凸の修繕はいずれの構造に対しても有効である。また、構造的な対策としては、従来の構造には、縦桁補強が実施されていることを前提とすると、制振材の追

加が効果的と考えられる。また、合理化構造に対しては、端横桁の RC 巻立て、床版剛性付加、横桁剛性付加、縦桁剛性付加と効果的な対策が多く、制振対策も効果的である。ただし、制振効果を床版中央に伝達するために、縦桁等を配置することの注意が必要である。また、床版剛性付加に関しては、質量の増加の有無で効果が異なる可能性があるため注意が必要である。

一方、新橋の設計においては、大きな振動の発生する第 1 径間を中心に、予め縦桁を配置したり床版厚を増すとともに、万一の場合に備え TMD 等の制振装置を配置できる架台を横桁として配置する等の配慮が考えられる。また、伸縮装置前後の後打ちコンクリートの延長を延ばし車両のばね下の路面に対する共振を抑制することも考えられる。

さらに、これらの対策方法の設計に用いる対策効果の予測方法として、既設橋梁に対しては、疑似応答解析を用いた簡略化が有効である。新設橋梁に対しては、動的相互作用解析を基本として、解析モデルと外力の適切な設定が重要となるが、車両からの外力に基づき擬似的な外力を設定することも考えられる。また、既設橋梁からの低周波音の予測には、振動加速度との相関を用いるのが有効であり、新設橋梁に対しては、音場解析や既往の事例の蓄積に基づく予測が重要となる。

## (6) 今後の研究課題と将来展望

本研究により、鋼桁橋からの低周波音による物的苦情に関して、「低周波音に関わる苦情と発生部位の関係」、「苦情原因に応じた対策構造」、「新設橋梁の設計における配慮」の 3 点を明らかにすることができた。ただし、対策効果は数値解析による推定であり、実橋の計測記録を用いた確認にまでは至っていない。今後、実橋への適用と計測記録を用いた分析により研究成果の確認を実施することとしたい。また、鋼箱桁橋を発生源とする苦情も報告されていることから、鋼箱桁を対象とした研究も実施することとしたい。

本研究では、新設橋梁に対する設計方法の提案を行ったが、新設橋梁には計測記録がないことから設計を標準化するためには、橋梁への外力となる路面凹凸や走行車両モデルの設定、橋梁振動と低周波音との相関関係の整理等が必要となる。今後の研究課題としたい。

また、本研究では、数値解析を用いた検討の簡略化が可能となる疑似応答解析手法の提案を行い、同解析手法を併用することで研究の簡略化を図った。車両走行解析においては、路面凹凸により励起される車両振動が外力となるため、新設橋梁の設計方法の研究と合わせ、車両の振動特性と路面凹凸の特性を考慮した適切な外力を設定を研究することで、対策検討をより簡略化できる可能性がある。対策検討のさらなる簡略化を目指し研究を実施することとしたい。



---

## 参考文献

- 1) 環境庁大気保全局：低周波音の測定方法に関するマニュアル， pp. 1-7, 2000.10
- 2) 環境省環境管理局大気生活環境室：低周波音対策検討調査（中間とりまとめ）， pp. 7-9, 2003.3
- 3) 環境省環境管理局大気生活環境室：低周波音問題対応のための「評価指針」， p.1, 2004.6
- 4) 財団法人小林理化学研究所：昭和 52 年度環境庁委託業務結果報告書 昭和 52 年度低周波空気振動等の実態調査（低周波空気振動の家屋等に及ぼす影響の研究）， pp.39-40, 1977.
- 5) 落合博明， 田矢晃一：低周波音による建具のがたつき始める音圧レベルについて， 騒音制御 Vol.26, No.2, pp.120-128, 2002.
- 6) 深田幸史：車両走行により発生する橋梁振動・低周波音に対する対策技術， 日本騒音制御工学会， 騒音制御， Vol. 40, No. 2, pp. 61-64, 2016.
- 7) 土木学会鋼構造委員会鋼橋の振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会：振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会報告書， pp.46-60, 2011.9
- 8) 米田昌弘， 徳永法夫：路面上の緩やかな段差によって誘起される橋梁交通振動に対する解析的考察， 鋼構造論文集， 第 7 巻第 25 号， pp.79-87, 2000.3
- 9) 生目田尚美， 金哲佑， 畑中章英， 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
- 10) 佐藤弘史， 澤田憲文， 今野久志， 長尾彰洋：高架橋の桁端部補強による道路交通振動の軽減対策， 土木技術資料， Vol.37, No.5, pp.58-63, 1995.
- 11) 河田直樹， 川谷充郎：境界要素法による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 A, Vol.62, No.3, pp.702-712, 2006.9
- 12) Kim CW, Kawatani M, Hwang WS : Reduction of traffic-induced vibration of two-girder steel bridge seated on elastomeric bearings, Engineering Structures, Vol.26, pp.2185-2195, 2004.12
- 13) 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
- 14) 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・低周波音振動問題への対応 ―第二東名高速道路刈谷高架橋環境対策工事―， (社)日本材料学会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
- 15) 長船寿一， 中村俊一， 水野恵一郎， 加藤久雄， 植田友孝：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
- 16) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路環境影響評価の技術手法（平成 24 年度版）， 国土技術政策総合研究所資料， No. 714, pp. [5-8]-[5-10], 2013.3
- 17) 土木学会鋼構造委員会鋼橋の振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会：振動・騒音に配慮した鋼橋の使用性能評価に関する検討小委員会報告書， pp. 61-75, 2011.9

- 
- 18) 土木研究所：高架橋の交通振動解析に関する報告書，土木研究所資料第 3078 号，1992.3
  - 19) 蘇迪，藤野陽三，Jean-Charles WYSS：汎用有限要素コードを利用した車両－橋梁連成系の動的応答予測と鋼 I 桁斜橋への適用，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.2，pp.374-385，2011.
  - 20) 深田宰史，室井智文，樺山好幸，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（構造・地震工学），Vol.67，No.1，pp. 121-136，2011.
  - 21) 村井逸朗，佐野千裕，佐藤弘史，葛西俊二，橘義規：TMD による橋梁振動および低周波音抑制効果に関する実橋実験，土木学会橋梁振動コロキウム'01 論文集，pp. 141-146，2001.10
  - 22) Sennia M, Dunant H, Atanas P: Active vibration control using compliant-based actuators, Proceedings of Inter.noise 2014, p680, 2014.11
  - 23) Stephen C : Selection of stata highway bridge expansion joints in noise sensitive areas, Proceedings of Inter.Noise 2014, p139, 2014.11
  - 24) 小野聖久，金田遥，大竹省吾，平栗昌明：長支間 PC 床版を有する鋼 2 主桁桁橋の振動特性について，土木学会第 70 回年次学術講演概要集，1-035，pp. 69-70，2015.9
  - 25) 村井逸朗，竹田和信，大西博文，上坂克巳，那須猛士，石渡俊吾：道路橋から発生する低周波音の実態と予測方法，騒音・振動研究会資料，資料番号 N-99-34，1999.
  - 26) 環境庁大気保全局：低周波音の測定方法に関するマニュアル，pp. 19-63，2000.10
  - 27) 鳥部智之，中村一史，長船寿一，岩吹啓史，大竹省吾，平栗昌明：鋼桁橋の橋梁振動に伴う低周波音の発生部位とその要因に関する研究，土木学会第 71 回年次学術講演概要集，I-618，pp.1235-1236，2016.9
  - 28) 深田宰史，松本剛也，相葉忠一，岡田裕行，樺山好幸：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
  - 29) 徳永法夫，西村昂，薄井王尚：伸縮継手近傍の路面段差が地盤震動に与える影響とその改善対策の検討，環境技術，Vol.27，No.7，pp.501-509，1998.
  - 30) 横山功一，井上純三，永原隆：路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性，構造工学論文集，Vol.35A，pp.757-764，1989.3
  - 31) 阿川清隆，折口昌史，梶川康男，深田宰史，浜博和，樺山好幸：床版上面増厚工法による沿道環境改善対策，土木学会橋梁振動コロキウム 2011 論文集，pp.187-194，2011.9
  - 32) 川谷充郎，金哲佑，野村泰稔，古賀翔平，大坪祐介：都市高架橋における低周波音の低減対策としての MTMD の適用，土木学会第 63 回年次学術講演会概要集，pp.1183-1184，2008.9
  - 33) 長船寿一，加藤久雄，篠文明：十数 Hz 帯域の橋梁振動対策を目的としたインパクト・マス・ダンパの開発，土木学会橋梁振動コロキウム 2011 論文集，pp.201-204，2011.9



## 謝辞

本研究を進めるに当たり、首都大学東京大学院准教授、中村一史先生には、鋼構造・振動工学に関する懇切丁寧なご指導を賜りました。心より感謝申し上げます。

首都大学東京大学院教授、村越潤先生には、本論文をまとめるにあたり橋梁工学の観点より示唆に富むご意見を賜りました。また、首都大学東京大学院准教授、小田義也先生には、物理探査・振動挙動に関する豊富な研究実績を踏まえた的確なご指導を賜りました。心より感謝申し上げます。

中日本高速道路株式会社、長船寿一氏、高速道路総合技術研究所、岩吹啓史氏には、本論文をまとめるにあたり環境工学の観点より示唆にとむご意見ならびに、貴重なデータの貸与をいただきました。心より感謝申し上げます。

私が、耐震・振動工学を志すきっかけを与え、学部および大学院の計3年間にわたりご指導をいただきました故国井隆弘東京都立大学教授ならびに、学位取得をめざすきっかけを与えて下さった、国井教授の奥様、東京都立大学国井研究室OBの皆様は心より感謝申し上げます。

本研究は、私が入社して以来、携わってまいりました交通振動対策業務の経験が下地となっておりますが、主な成果は、首都大学東京大学院准教授、中村一史先生、高速道路総合技術研究所環境研究室、長船寿一前室長、岩吹啓史氏との共同研究として実施した内容です。

交通振動苦情は根強く発生しているものの対策事業の性質上、その対策検討成果が公表され難く貴重な情報が公開されない状態となっていることから、一念発起し、共同研究を企画しました。快諾いただきました皆様に改めて心より感謝申し上げます。また、貴重なデータを提供いただきました国土交通省名古屋国道事務所にも感謝申し上げます。

オリエンタルコンサルタンツ、平栗昌明氏、日鉄住金物産、鳥部智之氏には、解析やデータ整理に協力をいただきました。また、オリエンタルコンサルタンツ、橘義規氏、梅林福太郎氏、久木留貴裕氏、福間雅俊氏、張寧氏、石川賢一氏、飯森英哲氏、植田知孝氏、長岡宏典氏、椛島司郎氏、吉田元臣氏、沖山文敏氏、エービーシー、姜柱氏、ベネック振動音響研究所、林健太郎氏、振動技術研究所、小萩庄治氏にはさまざまな支援をいただきました。ここに感謝申し上げます。

また、私が社会人博士課程にて3ヶ年の研究に取り組むことができたのは、株式会社オリエンタルコンサルタンツの野崎秀則社長はじめ役職員の協力があったことです。こころより感謝申し上げます。

最後に、筆者の両親ならびに、社会人博士課程への進学を快く受け入れ支えてくれた妻と、二人の娘に感謝いたします。

---

## 既発表論文一覧

- 1) 小野聖久, 金田遥, 大竹省吾, 平栗昌明: 長支間 PC 床版を有する鋼 2 主鈹桁橋の振動特性について, 土木学会第 70 回年次学術講演概要集, 1-035, pp. 69-70, 2015.9
- 2) 大竹省吾, 中村一史, 長船寿一, 岩吹啓史, 鳥部智之, 平栗昌明: 橋梁振動に伴う低周波音の発生部位とその要因に関する研究, 土木学会 第 19 回応用力学シンポジウム講演概要集, pp.21-22, 2016.5
- 3) 大竹省吾, 中村一史, 長船寿一, 岩吹啓史, 平栗昌明, 鳥部智之: 道路橋の交通振動の疑似応答解析を用いた応答加速度の推定方法に関する研究, 土木学会 第 19 回応用力学シンポジウム講演概要集, pp.25-26, 2016.5
- 4) 鳥部智之, 中村一史, 長船寿一, 岩吹啓史, 大竹省吾, 平栗昌明: 鋼鈹桁橋の橋梁振動に伴う低周波音の発生部位とその要因に関する研究, 土木学会第 71 回年次学術講演概要集, I-618, pp.1235-1236, 2016.9
- 5) 大竹省吾, 中村一史, 長船寿一, 岩吹啓史, 鳥部智之, 平栗昌明: 道路橋の交通振動の疑似応答解析を用いた応答加速度の推定方法に関する研究, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol. 72, No. 2, pp. 707-718, 2017.1
- 6) 大竹省吾, 中村一史, 長船寿一, 大蔵崇, 鳥部智之, 平栗昌明: 高架橋の伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 63A, pp. 182-195, 2017.3
- 7) 大竹省吾, 平栗昌明, 中村一史, 鳥部智之, 長船寿一, 大蔵崇: 高架橋の伸縮装置前後の路面凹凸の低周波音への影響に関する研究, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集, 第 VII 部門, VII-155, pp.309-310, 2017.9
- 8) 大竹省吾, 中村一史, 長船寿一, 岩吹啓史, 鳥部智之, 平栗昌明: 鋼鈹桁橋の鉛直 2 次モードの振動に着目した低周波振動対策に関する研究, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.293-306, 2018.3
- 9) 大竹省吾, 中村一史, 長船寿一, 岩吹啓史, 鳥部智之, 平栗昌明: 鋼鈹桁橋の橋梁振動に伴う低周波音の発生部位とその要因に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.2, pp.186-201, 2018.5
- 10) 平栗昌明, 大竹省吾, 中村一史, 鳥部智之, 岩吹啓史: 鋼鈹桁橋の低周波振動に対する剛性付加対策の効果に関する研究, 土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集, I-096, pp.191-192, 2018.8
- 11) 久木留貴裕, 大竹省吾, 中村一史, 岩吹啓史: 鋼鈹桁橋の鉛直 2 次モードの低周波振動に着目した制振対策に関する研究, 土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集, I-097, pp.193-194, 2018.8

\* 下線付きは査読論文  
以上