

鉄道高架橋の部材剛性低下による振動特性への影響評価

Influence of degradation in rigidity of railway viaducts on their dynamic response

吉田幸司*, 関 雅樹**, 曾布川竜***, 西山誠治****, 川谷充郎*****

Koji YOSHIDA, Masaki SEKI, Ryo SOBUKAWA, Seiji NISHIYAMA, Mitsuo KAWATANI

*工修, 東海旅客鉄道 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

**博 (工), 東海旅客鉄道 総合技術本部 技術開発部 (同 上)

***神戸大学大学院 自然科学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

****博 (工), 日建設計シビル 設計技術部 (〒102-8117 東京都千代田区飯田橋 2-18-3)

*****工博, 神戸大学工学部建設学科 教授 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

In this research, it is investigated whether the soundness of railway viaducts can be evaluated in terms of the vibration of the nearby ground caused by the trains passing over them. Dynamic percussion tests have been carried out for the viaducts located in the high ground vibration site in order to estimate their soundness. In addition how the degradation of rigidity due to such factors as bending cracks affects the dynamic response of the structures under passing Shinkansen trains is discussed. Coupled dynamic response analysis is carried out with parametric rigidity where the viaduct is modeled as three-dimensional finite elements and the train loading as a dynamic system with nine-degrees-of-freedom. Consequently it is confirmed that the degradation of rigidity results in the change in the dynamic response of the viaducts.

Key Words: railway viaduct, dynamic response, rigidity, natural frequency, soundness

キーワード: 鉄道高架橋, 動的応答, 剛性, 固有振動数, 健全度

1. はじめに

鉄道や高速道路などの既存の社会資本施設は、その多くが今後も機能を維持向上しながら供用されていかなければならない重責を担っている。構造物の健全性が何らかの要因によって損なわれた場合、ひび割れ、列車通過時の桁や梁のたわみの増加、構造物の振動や沿線地盤振動（以下、鉄道振動とする。）など、他の健全な構造物と異なる特異な現象が現れる。こうした構造物が発信する情報を把握し、診断することが維持管理上重要である。

鉄道高架橋の健全度評価の一環として、東海道新幹線では、高架橋の固有振動数に着目し、1991 年より衝撃振動試験¹⁾を採用して、その把握を実施してきた。本手法は、高架橋に何らかの変状が発生した場合、固有振動数が低下することから、その低下度合（剛性低下度合）により健全度を評価するものである。一般に、鉄道高架橋の検査は、目視検査を中心に実施するが、基礎等の地中部にあたる部位や、コンクリート表面に近接して確認しなければ視認が難しい微細な曲げひび割れ等の変状の把握には、衝撃振動試験のような非破壊検査が必要である。なお、衝撃振動試験を用いた健全度評価は一般に固有振動数の経時変化か

ら判断するが、経験的、実験的に評価式等も提案されている^{1)~3)}。

一方、鉄道振動に関する江島の研究⁴⁾では、RC 構造物の質量および剛性が大きいほど鉄道振動の発生が小さいと報告されている。著者らは、これまで、鉄道高架橋の部材剛性に着目し、兵庫県南部地震後に耐震補強として多数施工された柱の鋼板巻き補強による剛性向上や、健全度が劣り逆に剛性低下した場合の鉄道振動に与える影響について、衝撃振動試験や列車走行による振動の実測を基に検討してきた。その結果、剛性向上が鉄道振動の低減につながることや、剛性低下した場合には振動レベルが大きくなる可能性があることを報告した⁵⁾。これは翻れば、振動レベルが他と著しく異なる場合や、継続的な振動計測により異常値を示すようになった場合には、構造物に変状が生じている可能性があるということである。

列車走行に伴う鉄道振動は、通常の運行状態で測定するものであり、特別な加振装置などは不要である。したがって、鉄道振動の測定から構造物の変状が検出できれば維持管理上有用であると考えられる。また、これを実現するには、実際に生じる構造物の損傷（変状）程度と、それによる構造物の振動特性への有意な変化を見出すことが必

表-1 健全度判定対象高架橋

No.	ブロック長(m)	柱断面寸法(m)	高さ(m)	基礎種別	杭長(m)
A高架橋	24.0	0.6×0.6	7.0	RC杭	18.0
B高架橋	24.0	0.6×0.6	6.5	RC杭	10.0
C高架橋	24.0	0.6×0.6	6.5	RC杭	10.0

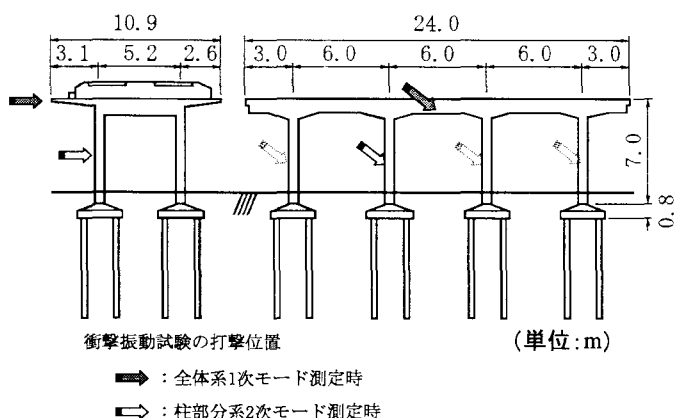


図-1 RC ラーメン高架橋標準図
および衝撃振動試験打撃位置

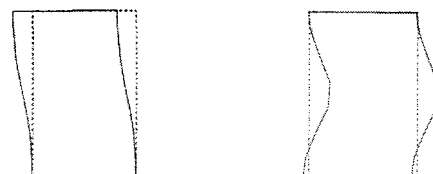
要である。

そこで、本研究では、特に鉄道振動が問題になっていない一般的な高架区間での平均的な鉄道振動値に比べて振動レベルが5～8dB大きい箇所のRC ラーメン高架橋を対象に衝撃振動試験を実施し、固有振動数の測定結果を用いて部材剛性を推定する。これにより、実高架橋の健全度（部材剛性）を把握し、「鉄道振動が大きい箇所＝健全度低下（部材剛性低下）」の可能性を探る。次に、実高架橋の把握した健全度（部材剛性）に基づき、列車走行時の高架橋の振動特性がどの程度変化するかを、川谷ら⁹⁾の提案する列車と鉄道高架橋の連成振動解析により検討する。検討においては、詳細な振動測定の実施された高架橋箇所をモデルに、想定される柱部材の剛性低下の外、さらに柱部材の剛性を低下した場合や、梁部材の剛性低下も仮定して影響を検討する。これらから、振動特性の変化による構造物の健全度評価の可能性について考察する。

2. 鉄道高架橋の衝撃振動試験による健全度評価

2.1 衝撃振動試験による固有振動数の測定

著者らの既往の研究⁵⁾より、構造形式がほぼ同一で、近接地点に建設されている2つの高架橋での振動測定結果から、変状のある高架橋では健全な高架橋に比べ、鉄道振動が大きいという結果が得られたことから、逆説的に検討するため、列車走行時の鉛直方向の沿線地盤振動レベルにおいて、特に鉄道振動が問題になっていない一般的な高架



全体系1次モード
(高架橋第1次)

柱部分系2次モード
(高架橋第5次)

図-2 高架橋の振動モード形状（橋軸直角方向）

表-2 衝撃振動試験結果

検討対象	実測固有振動数(Hz)				
	全体系1次	柱部分系2次			
		1P	2P	3P	4P
A高架橋	2.0	50.0	51.0	49.0	50.0
B高架橋	2.5	61.0	60.0	59.0	61.0
C高架橋	2.5	62.0	62.0	62.0	61.0

区間での平均的な鉄道振動値に比べて振動レベル V_{Lmax} が5～8dB大きい箇所のRC ラーメン高架橋を対象に衝撃振動試験を実施した。

表-1に健全度判定の対象高架橋（3つの高架橋）の諸元を示す。また、測定対象としたRC ラーメン高架橋の標準形式を図-1に示す。

衝撃振動試験では、図-2に示す高架橋の橋軸直角方向の振動モード形状での固有振動数を得ることを目的に、各々のモード形状を励起するような衝撃力を与え、応答波形を測定する。全体系は高架橋の中央部天端位置を重錘にて、柱部分系は柱中間部を掛矢にて、それぞれ橋軸直角方向に打撃（図-1 矢印）して強制振動させ、速度計センサーにより応答波形を測定する。また、いずれも10回の測定結果による波形を重ね合わせ、フーリエ解析し卓越する固有振動数を算出する。

各高架橋の構造形式は、図-1に示すような1層2柱式3径間の複線ラーメン高架橋であり、軌道構造はバラスト軌道である。いずれの高架橋も柱断面0.6m×0.6m、RC杭基礎形式で、A高架橋は高さ7.0m、杭長18.0m、地盤は軟弱なシルト層、砂層からなり、地盤固有周期が0.65secの軟弱地盤である。また、B、C高架橋は高さ6.5m、杭長10.0m、砂層地盤で固有周期が0.33secの普通地盤である。

これらの各高架橋に対して、衝撃振動試験を実施し、全体系1次モード、柱部分系2次モードの固有振動数を測定した。衝撃振動試験により得られた各高架橋の固有振動数を表-2に示す。表-2のように得られた実測の固有振動数から、部材の剛性（主として柱部材の剛性）と地盤ばねをパラメータ同定し、理論値（設計値相当）からの低下度により、当該高架橋の健全度を評価する。

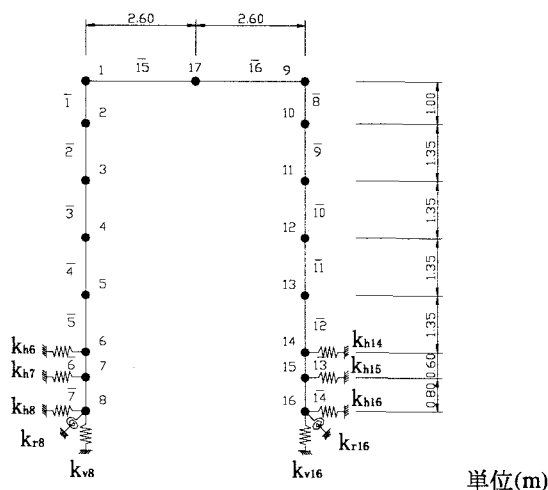


図-3 解析モデルの例 (A 高架橋)

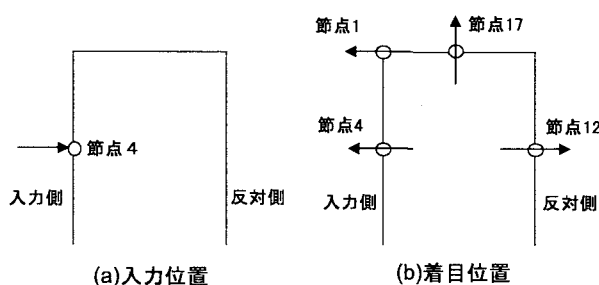


図-4 衝撃荷重入力位置・着目位置

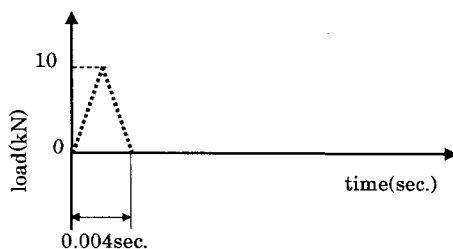


図-5 衝撃荷重波形のモデル

2.2 実測固有振動数を用いた健全度評価

前節で測定した各高架橋の固有振動数を基に、健全度評価を実施する。高架橋を図-3 に示すような 2 次元ばね・マス系にモデル化し、柱の剛性 (EI) と地盤ばね定数 (k_h , k_v , k_r) をパラメータとして、2 つの振動モードでの実測の固有振動数を基に、パラメータ同定する。なお、モデル化において、杭基礎であることから、フーチング下面位置の節点 (図-3 では節点 8, 16) には、杭および地盤剛性から定まる鉛直ばね、水平ばねと、鉛直ばねと杭配置の関係から定まる回転ばねの 3 成分を考慮している。

パラメータ同定の逆解析は、既往の知見を参考に、衝撃振動試験をシミュレートする衝撃荷重による時刻歴応答解析⁷⁾によった。なお、時刻歴応答解析は Newmark- β 法により、図-4 に示す衝撃荷重の入力位置・応答値の着目位置にて実施した。入力する衝撃力を図-5 に示す。また、

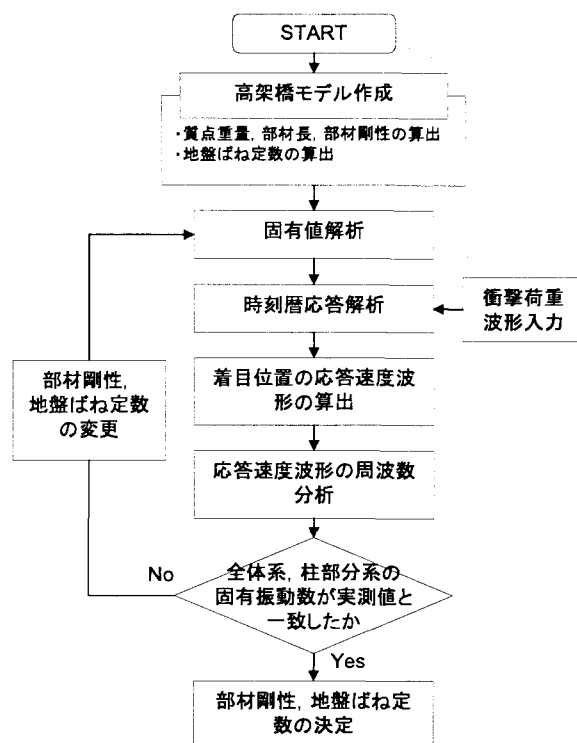


図-6 パラメータ同定のフロー

逆解析のフローを図-6 に示す.

高架橋の着目位置における応答速度波形とフーリエスペクトル・位相差スペクトルの実測値と解析値とを一致させるように設計基準^(8,9)より設定した柱剛性と地盤ばね定数の初期値を変化させ、柱の剛性(EI)と地盤ばね定数(k_h , k_v , k_t)を算出する。また、柱部材の剛性については、部材剛性を一様に変化させた場合(図-3では要素番号 $\bar{2} \sim \bar{6}$, $\bar{9} \sim \bar{13}$)と、一般に曲げひび割れの生じやすい部材上下端の剛性を低下させた場合(図-3では上端は要素番号 $\bar{2}$, $\bar{9}$, 下端は要素番号 $\bar{6}$, $\bar{13}$)の2通りのケースで評価する。ここで、図-3 要素番号 $\bar{1}$, $\bar{8}$ は柱と梁の接合部およびハンチを考慮した剛域に設定し、ひび割れ等による剛性低下は生じ難いものと考えている。

なお、高架橋の3次元性を考慮し、スラブや縦梁の影響を見込んで、横梁の剛性を部材断面から算出される剛性の10倍に設定している。また、設計基準⁹⁾により算出される地盤ばね定数の初期値はひずみレベルの大きい(10^{-2} レベル)地震時のばね定数であり、衝撃振動試験時のようなひずみレベルの小さい($10^{-6} \sim 10^{-4}$ レベル)場合とは異なることを考慮して設定する。

実測結果と応答解析結果の比較例として、A 高架橋について比較する。図-7 に柱部分系 1P 断面の測定結果、図-8 に応答解析結果の応答速度波形とフーリエスペクトルをそれぞれ示す。なお、応答解析結果は柱上下端のみ剛性低下させた結果である。両者を比較すると、実測値の方は、同一測定項目で 10 回測定した結果を重ね合わせた結果のため、速度やフーリエ振幅の絶対値は整合しないが、応答波形の傾向、各測定点の位相、卓越する振動数がよく一致

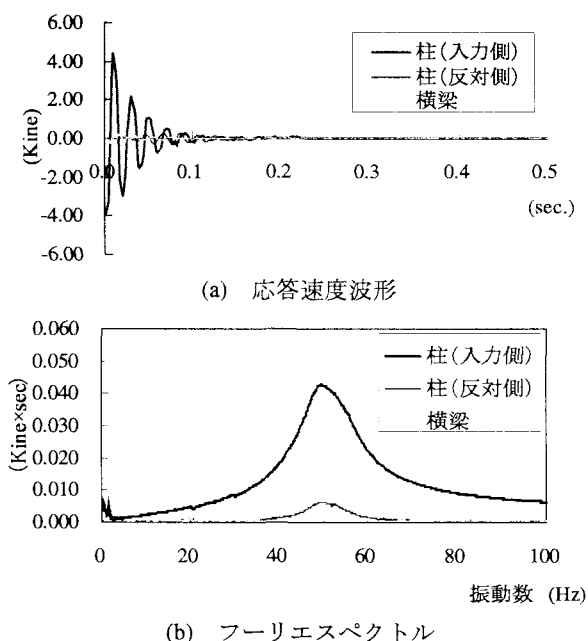


図-7 衝撃振動試験実測値 (A 高架橋：柱部分系：1P)

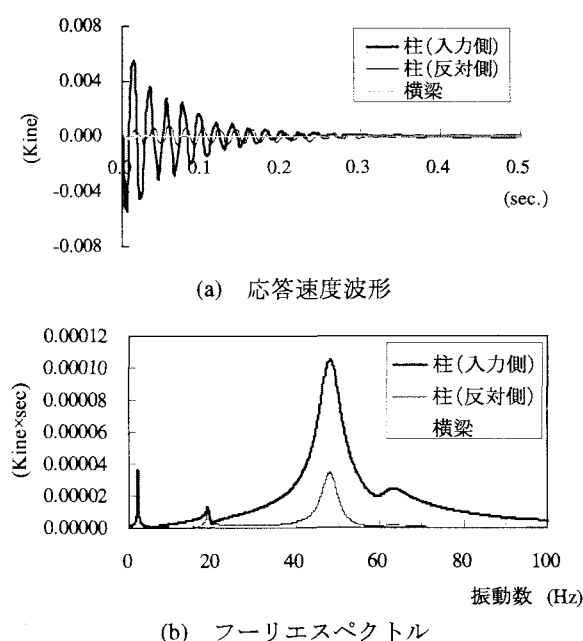


図-8 衝撃振動試験解析値 (A 高架橋：柱部分系)

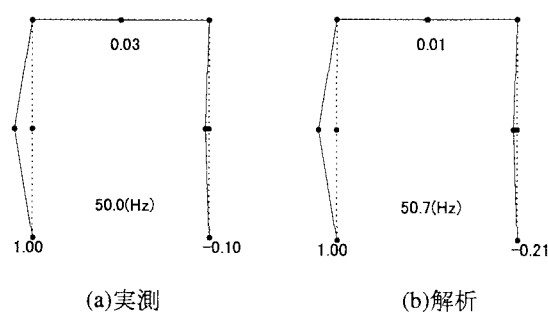


図-9 振動モードの比較例 (A 高架橋)

しており、妥当な解析結果であると考え。また、振動モード図について図-9 に示す。図-9 では、衝撃力の入力側の応答を 1.0 として正規化している。実測と解析を比較すると、振動モード形状が同一であり、入力側と反対側の柱、横梁の応答の割合も概ね一致する。

図-6 に示したフローにしたがって応答解析を実施しパラメータを同定した結果を表-3 に示す。表中には、各高架橋について、柱部材の剛性を設計値とおりとしたケース（初期値）、柱部材の剛性を一様に低下させたケース（柱全体）、柱上下端要素の剛性を低下させたケース（柱部分）を併記している。ここで、部材剛性が表す損傷程度は、既往の知見^{3),7)}より、柱全体ケースでは、柱剛性：EI=100%（健全）、70%（鉄筋まで到達しないひび割れ）、60%（せん断補強鉄筋位置までのひび割れ）、40%（軸方向鉄筋位置までのひび割れ）であり、柱部分ケースでは、柱の剛性：EI=100%（健全）、60%（軸方向鉄筋位置までのひび割れ）、30%（曲げ降伏相当）、3%（曲げ最大荷重相当）である。なお、ここで想定する損傷程度は、剛性低下を曲げひび割れ発生による部材有効断面の減少ととらえ、当該ひび割れ到達位置の状態を RC 部材の載荷試験結果等から判断し

表-3 応答解析結果

検討対象	ケース	解析固有振動数 (Hz)		剛性初期値に対する倍率					
		全体系 1次	柱部分系 2次	剛域	柱			横梁	アーチング
					上端	中間	下端		
A高架橋	初期値	2.50	58.1	1.0	1.0	1.0	1.0	10.0	1.0
	柱全体	2.00	47.5		0.6	0.6	0.6		
	柱部分	1.97	50.7		0.8	1.0	0.2		
B高架橋	初期値	2.70	62.7	1.0	1.0	1.0	1.0	10.0	1.0
	柱全体	2.47	58.2		0.8	0.8	0.8		
	柱部分	2.48	60.9		1.0	1.0	0.4		
C高架橋	初期値	2.61	55.2	1.0	1.0	1.0	1.0	10.0	1.0
	柱全体	2.45	50.0		0.8	0.8	0.8		
	柱部分	2.49	50.2		1.0	1.0	0.3		

で一義的に定められた指標である。そのため、剛性低下の要因がコンクリート打継ぎ不良やジャンカなどの施工不良の場合等、想定している変状状態とは一致しない可能性があることに留意する必要があると考えている。

パラメータ同定の全体を俯瞰すると、いずれの高架橋においても、部材端部要素の剛性を低下させた柱部分ケースの方が 2 つの振動モードにおける実測固有振動数により整合する結果である。また、パラメータ同定において、地盤ばねはいずれも有意な地盤ばねの低下（すなわち、基礎の変状等）はないと推定される結果である。剛性低下による固有振動数の低下の割合については、柱全体の剛性が 60%に低下すると固有振動数が約 80%、剛性が 80%では固有振動数が約 90%程度となっている。

次に、高架橋別に健全度を見ると、A 高架橋の健全度は柱下端付近の剛性が 20%程度、上端が 80%程度に低下する結果であり、それゆえ、A 高架橋では、軸方向鉄筋位置以深のひび割れが発生していると想定される。なお、現地高架橋を目視にて確認すると、柱下部にコンクリートの打

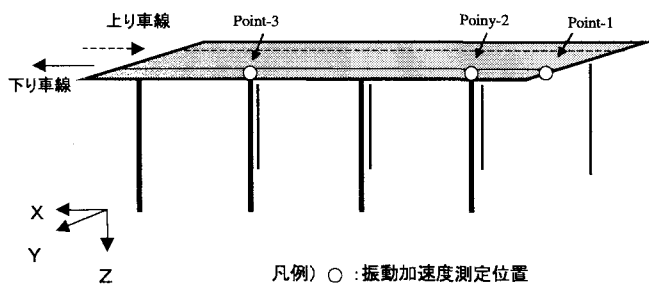


図-10 鉄道高架橋の振動加速度測定

継ぎ目があり、この部分に補修の痕跡が見られることから、この部分の補修状況が影響していると考えられる。

また、B、C 高架橋の健全度は柱下端付近の剛性が40%、30%程度にそれぞれ低下する結果であり、柱には軸方向鉄筋位置付近までのひび割れが生じていると想定される。しかしながら、現地での目視検査では該当するひび割れ等を確認できてはいないため、地中部に位置する柱下端付近やフーチングとの境界付近にひび割れ等が生じている可能性が考えられる。

各高架橋とも、列車走行時による著大な高架橋の目違いや角折れ等の応答変位がないこと、走行列車上での異常動揺等の乗り心地や走行性の観点から問題がないこと、目視検査レベルで顕著な変状がないことから、列車抑止や徐行等の列車運行に係るほどの機能低下は認められない。しかし、いずれも柱の剛性低下が想定され、地震時には他に比べ損傷レベルが大きくなる可能性もあることから、特にA 高架橋については、過去の補修部付近また地中部も含め詳細調査と調査結果を踏まえた対策を実施することとした。

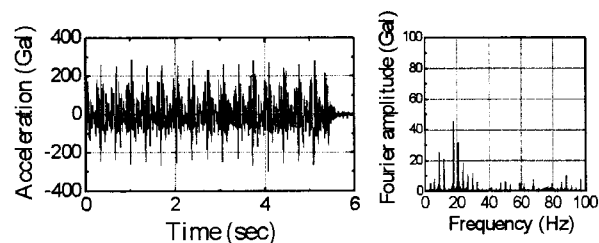
一般的な箇所と比べて鉄道振動が大きい箇所の高架橋について健全度評価を実施し、いずれも柱の剛性低下と判断される結果であった。現状では供用上問題がないレベルの事例であるが、実高架橋における柱部材の剛性低下の実例を把握することができた。

また、鉄道振動には種々の要因が関係するため、一概には言えないが、鉄道振動の大きい箇所では、構造物の健全度低下も視野に入れ、維持管理上の注意箇所として検討していくのがよいと考える。

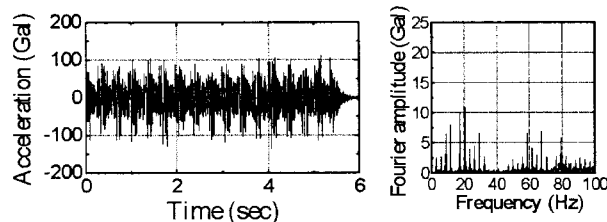
3. 列車走行時の鉄道高架橋の振動特性の解析評価

3.1 連成振動解析の対象高架橋

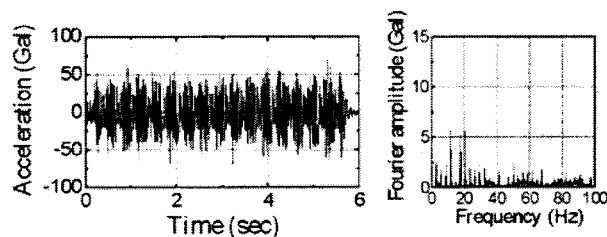
一般に、鉄道振動は、車両速度、構造物、基礎ならびに地盤のそれぞれの特性が相互に影響すると考えられる。特に、構造物の振動特性が変化する場合には、加振力も連成して変化すると考えられるため、列車走行時の高架橋の振動特性を検討するには、走行列車と構造物の連成を考慮した解析手法によることが望ましい。



(a) Point-1: 線路方向張り出し部



(b) Point-2: 第1柱（端部柱）の上端部



(c) Point-3: 第3柱（中間部柱）の上端部

図-11 高架橋の振動加速度の実測値

ここでは、2章での検討結果等を踏まえ、柱部材の剛性に着目し、列車走行時の高架橋の振動加速度測定が実施された箇所を対象に、部材剛性をパラメータとした列車と高架橋の連成振動解析を実施し、高架橋の振動特性への影響を検討する。なお、一般に、鉄道高架橋の場合、梁部材はスラブと一体化しており、柱部材に比べて、供用による健全度低下は少ないが、地震等の大規模な荷重作用による損傷等も視野に入れ、比較のため、梁部材についても剛性の低下を仮定して、高架橋の振動特性への影響を検討する。

対象とした鉄道高架橋は、図-1に示す標準的なRCラーメン高架橋であり、軟弱地盤上に位置し、表層がSPT-N値1程度の軟弱なシルト層で、その下部にN値10程度の砂層、GL-18mでN値40以上の礫層（設計上の支持層）である。基礎形式は既成RC打込み杭で、設計上の支持層まで打ち込まれている。当該高架橋にて、図-10に示す各着目点（Point-1～3）について、列車走行時の高架橋の振動加速度測定を実施している⁵⁾。

図-11に、列車が速度270km/hrで下り線側を走行する場合（振動加速度測定側の列車走行の場合）について、各着目点（Point-1～3）での実測値のZ方向（鉛直方向）加速度波形とフーリエスペクトルを示す。

測定結果の特徴として、いずれの着目点においても、Z方向の振動加速度は、8Hzおよび18Hz付近が卓越している。この卓越周波数は、既往の研究¹⁰⁾での報告と同様に列車走行速度と車軸間隔に起因する振動数が卓越したも

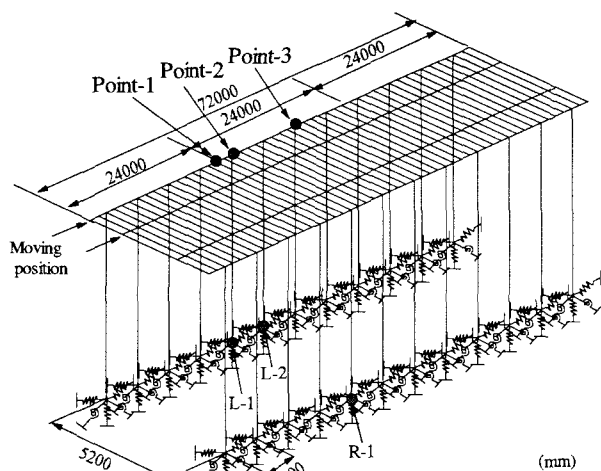


図-12 鉄道高架橋の解析モデル

表-4 解析モデルの地盤ばね定数

	線路方向	線路直角方向
鉛直ばね(kN/m)	3.86×10^6	
回転ばね(kN・m/rad)	3.64×10^6	2.42×10^6
フーチング水平ばね(kN/m)	4.84×10^3	4.72×10^3
杭頭水平ばね(kN/m)	8.22×10^4	8.08×10^4

表-5 軌道モデルの物性値

断面積(m ²)	7.75×10^{-3}
質量(t/m)	0.0608
慣性モーメント(m ⁴)	3.09×10^{-5}
軌道ばね定数(MN/m)	70

のと考えられる。また、着目点別に見た場合、振動加速度は、Point-1>Point-2>Point-3の順となっており、Point-1：線路方向張出し部での測定値が極めて大きい。

なお、原ら¹⁰⁾は、この振動特性に着目して鉄道高架橋の張出し端部を補強する振動対策工を提案しており、同工法の実施工により鉄道振動の低減に効果を得ている。張出し端部の補強が鉄道振動に効果があるということは、梁部材の剛性が列車走行時の高架橋の振動特性に影響することを示唆している。

3.2 連成振動解析手法

走行列車と高架橋の連成振動解析は、実測値を適切に表現しようと判断される標準的な鉄道高架橋3ブロックの有限要素モデル(図-12)と、ばね下も考慮する9自由度振動系の16両編成の車両モデル(図-13)による連成振動解析手法を用い⁶⁾、部材剛性をパラメータとして検討した。

対象とする鉄道高架橋の解析モデルは、図-1に示すような標準的なRCラーメン高架橋1ブロック24mを連続した3ブロック72mについて図-12に示すような有限要素にモデル化する。すべて一節点6自由度の三次元はり要素

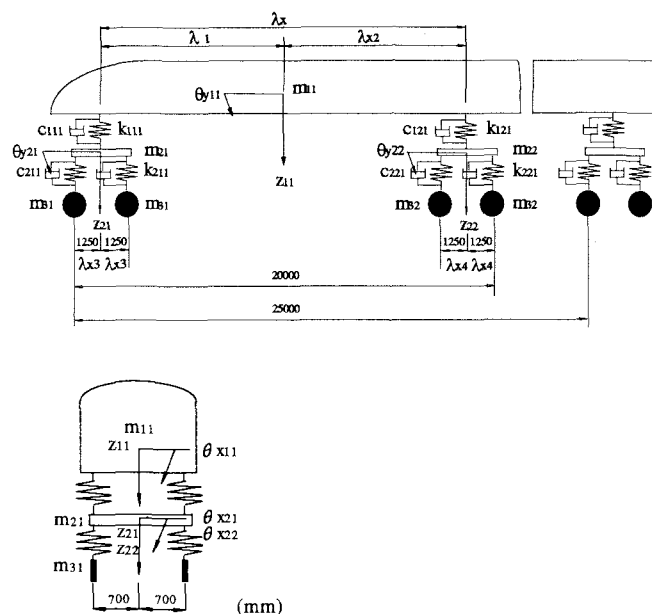


図-13 車両モデル(立体9自由度振動系)

表-6 車両モデルの物性値

質量 m (t)	m ₁₁	32.818
	m ₂₁ , m ₂₂	2.639
	m ₃₁ , m ₃₂	0.9025
ばね定数 k (N/m)	k ₁₁ , k ₁₂	8.86×10^5
	k ₂₁ , k ₂₂	2.42×10^6
減衰係数 c (N・s/m)	c ₁₁ , c ₁₂	4.32×10^4
	c ₂₁ , c ₂₂	3.92×10^4
車体固有振動数 (Hz)	f _u	1.07
ばね下固有振動数 (Hz)	f _l	7.41

で、節点に集中質量として高架橋部分の死荷重(鉄筋コンクリート質量)および付加死荷重(軌道部質量)を考慮する。また、橋軸直角方向の張出しスラブは、質量および剛性を最外側の節点と要素にそれぞれ付加することでモデル化している。

高架橋の下端部には、地盤の影響を考慮するため二重節点を定義し、鉛直、回転、水平の地盤ばねを設けている。杭基礎であることから、杭および地盤剛性から定まる鉛直ばね、水平ばねと、鉛直ばねと杭配置の関係から定まる回転ばねの3成分を考慮している。地盤ばねの値を表-4に示す。地盤ばねの値は群杭およびフーチングの地盤反力係数により得られる設計値⁹⁾を基に設定している。

軌道構造のモデルは、レールを一節点6自由度の三次元はり要素でモデル化し、マクラギ間隔で二重節点を定義し、回転を除いた各方向にばねを設ける。レールの構造諸元、軌道のばね係数を表-5に示す。

高架橋の減衰定数は1次と2次振動モードに対して0.03とし、減衰マトリックスを質量マトリックスと剛性マトリックスの線形和で表現することにより、3次以降の減衰定数を評価している。

走行列車は16両編成の新幹線列車を想定し、ばね下を考

$$K_s = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_x}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GK}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_x}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_x}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{l^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_x}{l^3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GK}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GK}{l} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{l^2} & 0 & \frac{2EI_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_x}{l^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{l} \\ 0 & \frac{6EI_x}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_x}{l} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{l^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{l} \end{bmatrix} \quad \text{sym.}$$

...(1)

慮する図-13に示す立体9自由度振動系モデルとする。なお、ばね下の車輪の質量も考慮するが、車輪質量の鉛直方向加速度による慣性力の変動は無視している。また、走行車両1両について各構造諸元を表-6に示す。車両の走行速度は270km/hrとし、車両走行位置は図-12に示す下り線に相当する位置とする。

以上のように列車および高架橋をモデル化し、振動系である車両と高架橋の連成振動の微分方程式をモード法により定式化し、Newmark- β 法を用いて逐次積分をして動的応答解析を行う。このとき、 $\beta = 1/4$ とし、各時間間隔における収束判定は1/1000とする。

解析パラメータは、高架橋の柱部材の剛性を100%, 70%, 40%とし、部材剛性の変化を、曲げ剛性 (EI)、ねじり剛性 (GK) の値を一様に低下させることで表現し、式(1)の剛性マトリックスの値を変更している。なお、伸び剛性 (EA) は変化させていない。

ここで、柱部材の剛性 70%は、2章で評価した各高架橋での実例を基に、柱部材一律に剛性を低下させたケース (柱全体ケース) の平均的な値を設定した。また、これは、供用上は問題のないレベルの軽微な変状程度 (鉄筋位置までは到達しないかぶりコンクリートのひび割れ相当) である。一方、柱部材剛性 40%は、地震等の大きな外力が作用し、さらに部材の剛性が低下した状態を仮定している。

また、比較のため、梁部材のみ剛性を変化させたケース、柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させたケースも仮定して、あわせて検討する。

以上のとおり、検討ケースは、(a)剛性 100%, (b)柱部材のみ剛性 70%, (c)柱部材のみ剛性 40%, (d)梁部材のみ剛性 70%, (e)梁部材のみ剛性 40%, (f)柱・梁部材ともに剛性 70%, (g)柱・梁部材ともに剛性 40%の7ケースである。

各解析ケースともに、実測値と合わせて、図-12に示す各着目点のZ方向 (鉛直方向) の加速度応答を比較する。また、列車荷重による構造力 (静的な成分) と車両振動に伴う動的成分を含む構造物の慣性力成分の和として現れる地盤反力¹¹⁾についても比較する。

加速度応答は、列車走行側の線路方向張出し部 (Point-1)、

第1柱上端部 (Point-2)、第3柱上端部 (Point-3)、地盤反力は、列車走行側の第1柱下端部 (L-1)、第2柱下端部 (L-2)、列車走行と反対側の第1柱下端部 (R-1) である。

3.3 固有値解析結果

部材剛性を変えた各解析モデルの固有値解析の結果を図-14, 15に示す。図-14は高架橋全体が水平方向に振動する1次モードの振動モード図と固有振動数を、図-15は振動加速度の実測で応答の大きい張出し端部の鉛直振動が卓越する13次モードにおける振動モード図と固有振動数を示している。

はじめに、図-14に示す1次モードについて各ケースを比較する。柱部材の剛性が100%から70%, 40%と低下していくと、振動モード形状は同傾向のまま、固有振動数が2.18Hz ((a)剛性 100%) から、1.90Hz ((b)柱剛性 70%), 1.50Hz ((c)柱剛性 40%) と徐々に低下していく。これは、2章での実測および解析検討における剛性低下と固有振動数低下の割合とも概ね合致するとともに、固有振動数に着目した衝撃振動試験に関わる既往の知見と整合する。一方、梁部材の剛性が同じく100%から70%, 40%と低下していくケースでは、固有振動数の変化は見られない ((d)梁剛性 70% : 2.16Hz, (e)梁剛性 40% : 2.13Hz)。また、柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させた場合は、(f)柱・梁剛性 70%では1.89Hz, (g)柱・梁剛性 40%では1.49Hzであり、水平方向に高架橋全体が振動する1次モードにおいては、柱部材の剛性低下が固有振動数の低下の支配的な要因であるといえる。

次に、図-15に示す張出し端部の鉛直振動が卓越する13次モードについて各ケースを比較する。柱部材の剛性が100%から70%, 40%と低下した場合、些少な固有振動数の低下はあるものの、各ケースの固有振動数は11.91Hz ((a)剛性 100%) から、11.83Hz ((b)柱剛性 70%), 11.73Hz ((c)柱剛性 40%) と概ね同じ値であり、顕著な影響は見られない。一方、梁部材の剛性が同じく100%から70%, 40%と低下していくケースでは、固有振動数は、(d)梁剛性 70% : 10.54Hz, (e)梁剛性 40% : 8.65Hz と徐々に低下している。また、柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させた場合にも同様に、(f)柱・梁剛性 70%では10.43Hz, (g)柱・梁剛性 40%では8.30Hzであり、張出し端部の鉛直振動が卓越する13次モードについては、水平部材である梁部材の剛性低下が固有振動数低下の支配的な要因である。さらに、振動モード形状としては、張出し部の振動に位相の反転が見られる点が特徴的である。

このように、部材剛性が低下する部位 (柱部材か梁部材か) により、影響する振動モードが異なり、剛性低下に応じて固有振動数が低下する。また、剛性低下率の大きいほど、その影響が顕著になる。

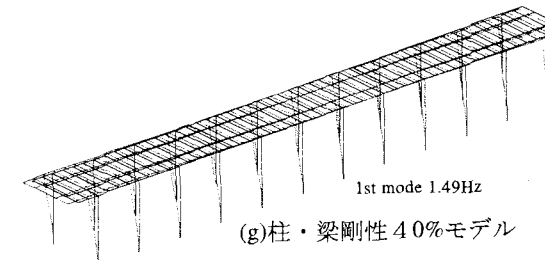
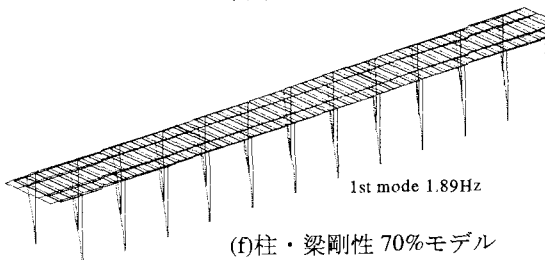
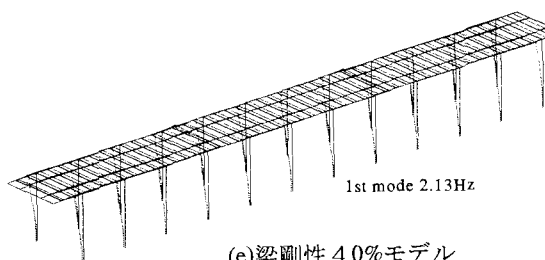
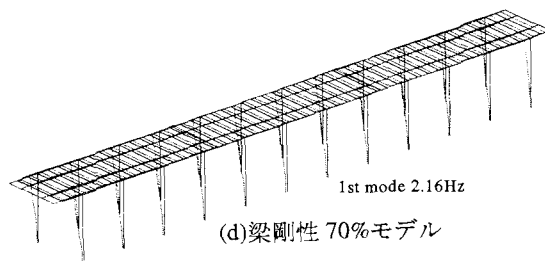
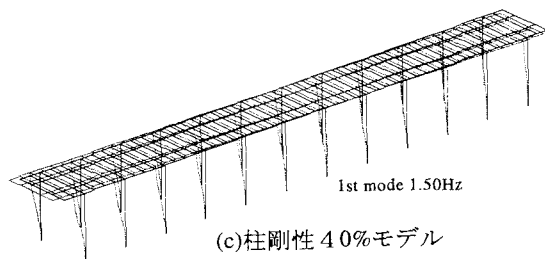
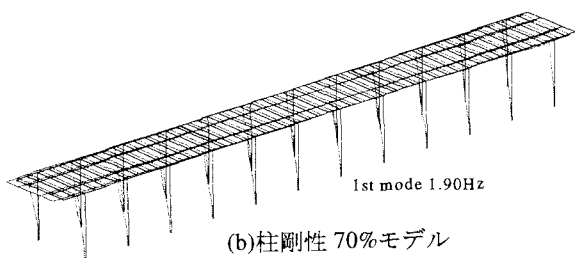
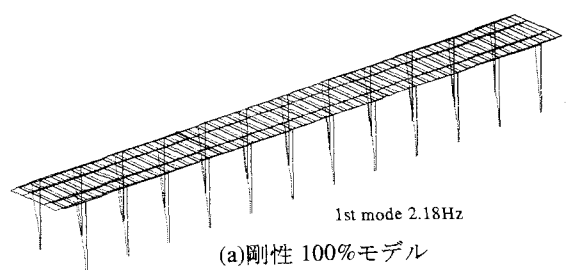


図-14 1次モードの振動モード図と固有振動数

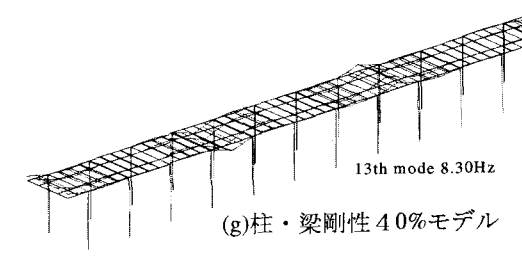
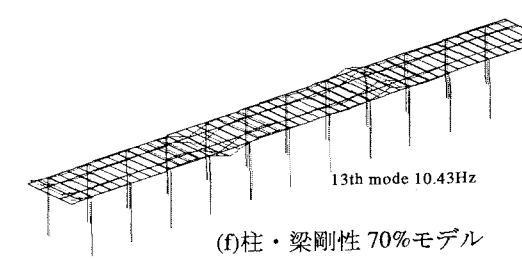
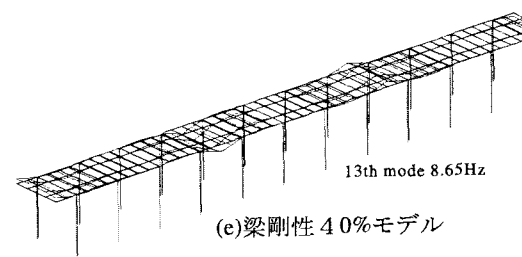
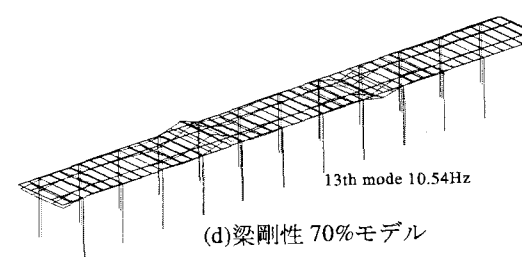
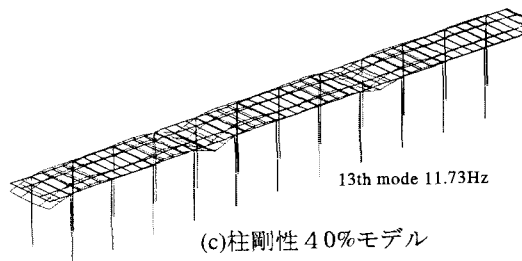
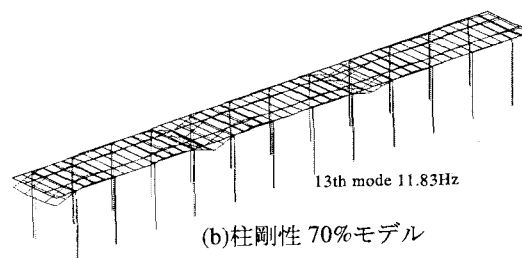
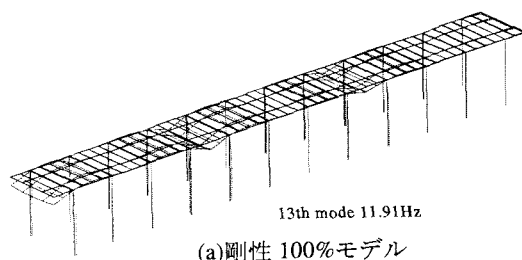
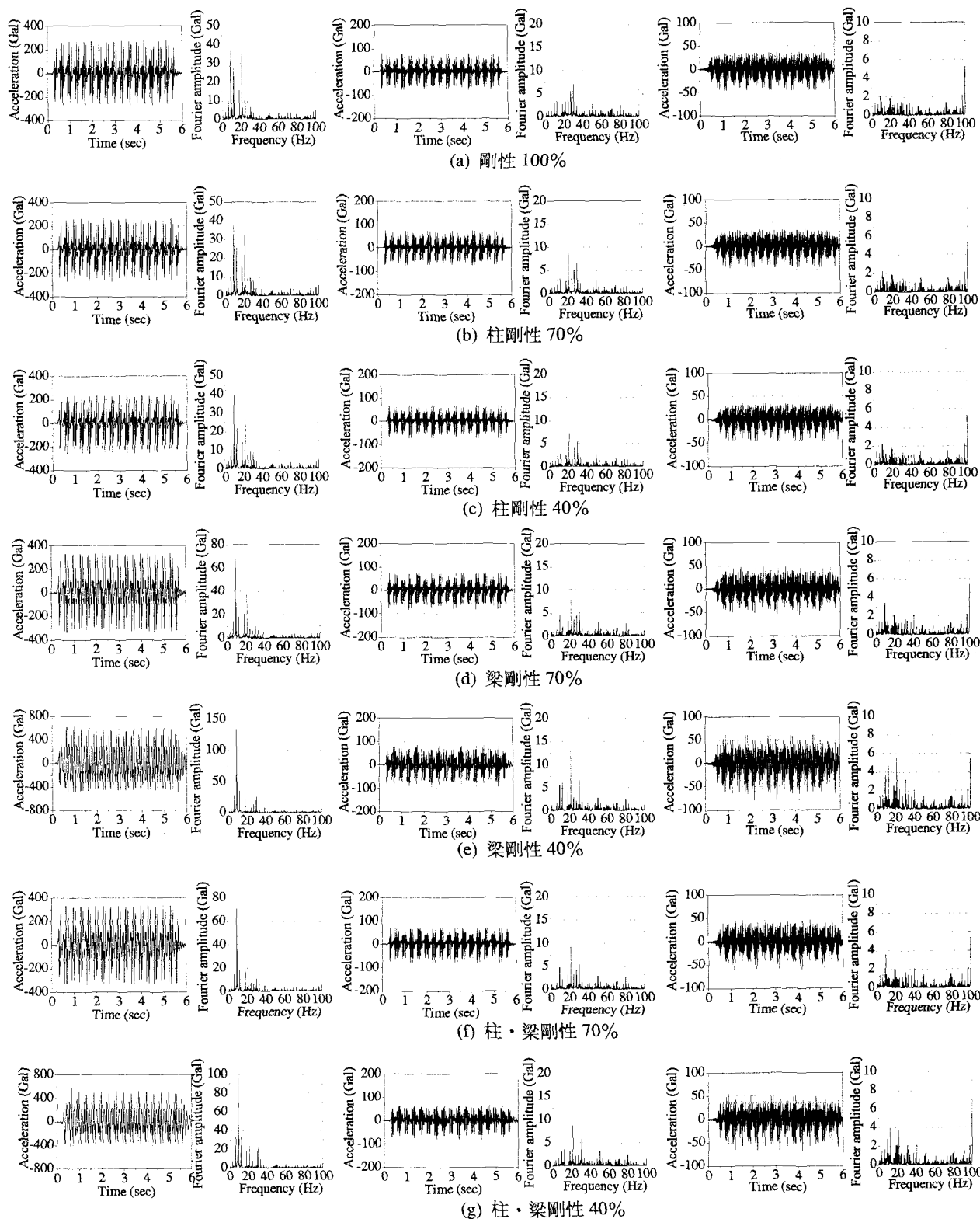


図-15 13次モードの振動モード図と固有振動数



Point-1 : 張出し端部

Point-2 : 第1柱 (端部柱)

Point-3 : 第3柱 (中間柱)

図-16 加速度応答の比較

表-7 加速度応答の R.M.S.値と最大値 (単位: Gal)

	剛性100%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	106.55	1.00	275.40	1.00
point-2	26.81	1.00	77.00	1.00
point-3	14.80	1.00	40.89	1.00
	柱剛性70%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	96.13	0.90	265.86	0.97
point-2	23.40	0.87	74.36	0.97
point-3	13.63	0.92	40.87	1.00
	柱剛性40%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	91.55	0.86	247.91	0.90
point-2	21.01	0.78	69.72	0.91
point-3	13.43	0.91	40.18	0.98
	梁剛性70%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	130.31	1.22	336.52	1.22
point-2	25.07	0.94	78.23	1.02
point-3	15.30	1.03	52.98	1.30
	梁剛性40%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	123.19	1.24	333.04	1.21
point-2	23.91	0.89	75.15	0.98
point-3	15.28	1.03	52.99	1.30
	柱・梁剛性70%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	132.19	1.24	333.04	1.21
point-2	23.91	0.89	75.15	0.98
point-3	15.28	1.03	52.99	1.30
	柱・梁剛性40%			
	R.M.S.		最大値	
point-1	132.19	1.24	333.04	1.21
point-2	23.91	0.89	75.15	0.98
point-3	15.28	1.03	52.99	1.30

3.4 連成振動解析結果

各解析ケースの連成振動解析結果として、加速度応答結果を図-16に示す。図-16は各着目点 (Point-1~3) について、加速度応答波形とそのフーリエスペクトルを表記している。また、表-7に各解析ケースの加速度応答の R.M.S. 値 (実効値) と最大値を示す。なお、表-7中には、剛性100%での各値に対する比率を併記している。

図-16(a)は、柱剛性等のパラメータを振る前の初期状態であり、すなわち図-11に示す実測データの解析的にシミュレート結果である。両者の加速度波形を比較すると、各着目点とも、加速度の最大値や波形形状が精度よく表現できている。特に、着目点相互の加速度応答の差異 (加速度応答の大小関係) が適切に表現されている。また、スペクトル形状においても、実測で見られる卓越振動数 (8Hz, 18Hz 付近) で卓越する挙動を表現できており、本解析手法が実測値を適切にシミュレートしていると判断される。以下、本手法による各解析ケースの結果を比較し、部材剛性低下による高架橋の動的応答への影響をみる。

はじめに、柱部材剛性が100%から70%、40%と低下する場合を比較する (図-16(a)~(c))。柱部材剛性の低下に伴う、加速度応答波形、フーリエスペクトルの顕著な差異は見られない。また、表-7の R.M.S. 値、最大値をそれぞれ比較すると、剛性の低下に伴い、加速度応答が若干小さくなっている (大きな振動加速度応答を示す Point-1 の R.M.S.値で10~15%程度)。これは、鉛直方向の加速度応答に着目していることから、鉛直部材である柱部材の剛性が低下し、柱部材の軸曲げ変形が生じやすくなり、一種のサスペンションの効果によると考えられる。著者らの既往の研究にて、柱部材の鋼板巻き補強による剛性向上により、補強前よりも鉛直方向の振動レベルの実測値が高くなる事例³⁾があるが、本検討の逆の事例として考えれば整合する結果であるとも考えられる。

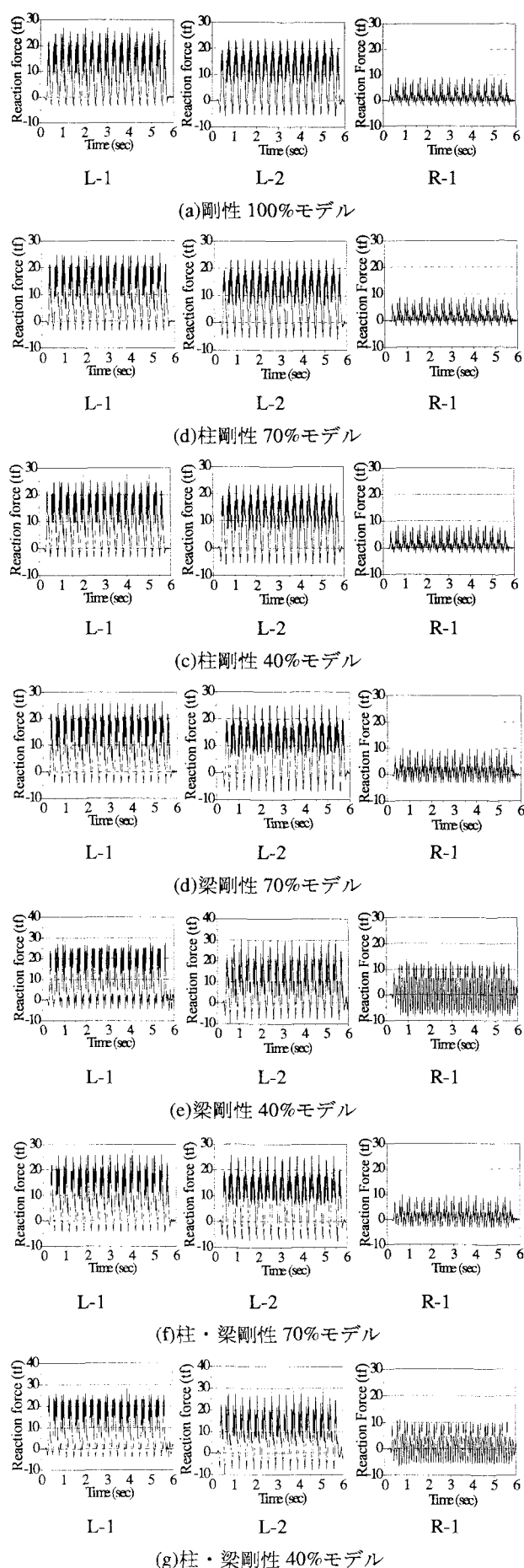


図-17 連成振動解析結果 (地盤反力) の比較

次に、梁部材の剛性が同じく 100%から 70%、40%と低下する場合を比較する（図-16(a), (d), (e)）。梁部材剛性を低下させた場合は、剛性低下率に応じて加速度波形の応答が大きくなっている。周波数領域で見ると、卓越する周波数での応答が大きくなっており、特に、Point-1 での 8Hz 付近の応答が大きい。水平部材である梁部材の剛性が鉛直方向の加速度応答に顕著な影響を現す。

また、柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させた場合では（図-16(f), (g)），梁部材の剛性を変化させた場合と傾向が似ており、剛性低下に応じて、加速度応答が大きくなっている。

本検討では、鉛直方向の加速度応答に着目していることから、鉛直部材である柱部材の剛性より、水平部材である梁部材の剛性の影響度が高くなると考えられる。そのため、実高架橋の事例として把握した柱部材剛性の低下の影響を見るには、水平方向の加速度応答にも着目していく必要があると考える。

次に、各解析ケースの連成振動解析による地盤反力の算出結果を図-17 示す。着目した位置は、図-12 に示す各点（L-1, L-2, R-1）である。

加速度応答の場合と同様に比較していくと、柱部材の剛性を低下させたケースでは、地盤反力に有意な差異が見られない。一方、梁部材の剛性を低下させたケースでは、剛性の低下に伴い、地盤反力が大きくなる傾向が見られる。また、柱部材・梁部材の両方の剛性を低下させたケースも概ね同傾向である。

列車走行による動的応答の一つとして、地盤反力についても、部材剛性低下の影響を見たが、加速度応答の場合と同様に、鉛直方向の応答成分について確認しているため、剛性低下による部材の曲げ変形による影響が、鉛直部材である柱部材の剛性をパラメータとした場合には評価しにくいものと考えられる。

また、既往の知見⁴⁾では、RC ラーメン高架橋では、線路周辺では列車荷重により生じる振動の鉛直成分が大きい、線路から離れると地中伝播の過程で表面波が励起され、振動の水平成分が卓越するとの報告もあり、鉛直部材である柱部材の剛性低下の影響を見るには、水平方向の応答についても評価する必要がある。

4. 結論

鉄道高架橋に対する部材剛性低下に着目した検討より、以下の知見を得た。

- (1) 一般的な箇所相比于鉄道振動が大きい区間の高架橋 3 ブロックについて検討した結果、列車抑止や徐行等の列車運行に係るほどの機能低下は認められないが、いずれも柱の剛性低下が想定された。このことから、鉄道振動の大きい箇所では、構造物の健全度が低下している可能性を含めて検討していくのがよいと考えられる。

- (2) 柱部材剛性を低下させた場合、高架橋全体が水平方向へ振動する 1 次モードで固有振動数が低下する。また、連成振動解析の結果、鉛直方向の加速度応答、地盤反力には若干の差異のみで有意差は見られなかった。そのため、鉛直部材である柱部材の剛性低下の影響を見るには、水平方向の応答についても評価していく必要があると考える。

- (3) 一方、梁部材の剛性を低下させた場合、張出し部の応答が顕著となる振動モードで、固有振動数の低下が見られる。また、連成振動解析の結果、鉛直方向の加速度応答が大きくなる傾向があり、周波数領域では卓越する 8Hz 付近での増幅傾向が顕著となる。地盤反力に関しても同様に、剛性低下に伴い応答値が大きくなる。一般に、鉄道高架橋の場合、梁部材はスラブと一体化しており、柱部材に比べて、供用による健全度低下は少ないが、地震等の大きな作用の後に鉛直方向の鉄道振動が大きくなった場合には、梁部材の剛性低下にも着目していくことが必要と考える。

本研究では、実高架橋の実例評価と列車と構造物の連成を考慮した動的解析により、構造物の振動特性の変化から健全度評価する可能性を検討し、定性的ではあるが、可能性の一端を掴んだと考える。

今後は、水平方向の動的応答にも着目するとともに、今回はパラメータとしなかった基礎部材の変状等を考慮した地盤ばね値の変化による構造物の振動特性の変化についても検討し、維持管理上重要となる構造物の各種条件を考慮した構造物の健全度と鉄道振動の相関について、深度化していく所存である。

また、振動レベル増大の要因の一つに構造物の健全性が影響するのであれば、振動レベルが他に比べて大きい高架橋に何らかの変状が発生していると推定して、詳細な検査を実施するための選定条件として活用可能となる。これは新たな維持管理手法の一助として今後提案したい。

謝辞：本研究にあたり、株式会社福山コンサルタント東日本事業部都市設計部次長の中野聡氏にご協力を賜り、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 西村昭彦：ラーメン高架橋の健全度評価手法の研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.9，1990.9.
- 2) 関 雅樹，水谷健太，中野 聡，西村昭彦：兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察，土木学会論文集，No.550，V-33，pp.145-153，1996.1.
- 3) Seki,M., Tsutsumi,Y., Mizutani,K., Nishimura,A. and Nakano,S. : An Evaluation Method of the Serviceability of Rigid Frame Bridges in Tokaido Shinkansen, WCRR, Vol.B, pp.531-537, Firenze, Nov. 16-19,1997.
- 4) 江島 淳：地盤振動と対策,pp.146-154,吉井書店,1979.6.
- 5) 吉田幸司，関 雅樹：RCラーメン高架橋の柱剛性向上

- による鉄道振動への影響，構造工学論文集，Vol.50A，pp.403-412，2004.3.
- 6) 川谷充郎，何 興文，関 雅樹，曾布川竜，西山誠治：高速鉄道高架橋の列車走行時の地盤反力および解析の効率化，土木学会第58回年次学術講演会，I-748，pp.1495-1496，2003.9.
- 7) 田中宏昌，関 雅樹，下村 勝，中野 聡：ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価法の研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1019-1028，2001.3.
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，1999.10.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物），丸善，1997.3.
- 10) 原 恒雄，吉岡 修，神田 仁，舟橋秀麿，根岸 裕，藤野陽三，吉田一博：新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための高架橋補強工の開発，土木学会論文集，No.766/I-68，pp.325-338，2004.7.
- 11) Kawatani,M., Kobayashi,Y. and Kawaki,H. : Influence of Elastomeric Bearings on Traffic-Induced Vibration of Highway Bridges, Transportation Research Record, No.1696, Vol.2, pp.76-82, 2000 (5th International Bridge Engineering Conference, Tampa, USA, April 3-5, 2000).

(2004 年 9 月 17 日受付)