

長大橋とそのアプローチの 地震時相互作用に関する考察

伊津野 和行¹・武野 志之歩²・中井 博³

¹正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

²学生員 立命館大学大学院 理工学研究科環境社会工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

³正会員 工博 福井工業大学教授 工学部建設工学科 (〒910-8505 福井市学園3-6-1)

長大橋に中小橋梁が隣接するとき、その質量差や材質の相違により、設計で考慮しなかった外力が中小橋に作用する可能性がある。特に、振動単位ごとに固有周期が著しく異なる場合、その連結部には大きな相対変位が生じ、可動支承の移動制限装置の存在によって予期できない荷重の作用が想定される。本研究では、湾岸部の連続高架橋などでよく見られる、軟弱地盤に支持された長大橋とそのアプローチ橋を振動単位としてモデル化し、数値シミュレーションにより、その地震時相互作用について検討した。その結果、大地震時に桁が大きく変位し、可動支承が移動制限装置にあたった場合、構造物全体に大きな荷重が作用することを確認した。

Key Words: earthquake response, destruction of shoe, relative displacement, displacement-limiting device, direction dependent response

1. 概説

都市部の連続高架橋では、立地条件や設計条件などの制約から、鋼製橋脚とRC橋脚が混在することが少なくない。また、湾岸部の埋立て地では、埋立て地間を結ぶ長大橋梁と隣接する中小橋梁で、著しく構造特性が異なってくる。加えて、それらの橋脚を結ぶ橋桁も、様々なものが混在しているのが現状である。このような条件下では、大地震が発生した場合、隣接する異種構造物間に、動的相互作用が生じる可能性がある。

この種の高架橋の耐震設計にあたっては、構造系の振動単位を考慮し、各々の振動単位ごとに地震時挙動を検討して設計されている¹⁾。しかし、隣接する構造系間には、耐震連結装置に代表される落橋防止装置が取り付けられており、この連結部を介して相互作用を及ぼすことが考えられる。

一方、可動支承も異なる振動単位を連結している部材とみなすことができる。可動支承の移動制限装置は、現在のところ温度変化による影響、コンクリートの乾燥収縮およびクリープによる移動量、桁のたわみによる移動量など常時の荷重を考慮して規定されている²⁾が、地震時に生じる相対変位に関しては、何ら考慮されていない。

しかし、移動制限を上回る相対変位が生じ、移動制限装置が働くことと衝撃的な荷重が働く。また、支承が破壊にまで至った場合には、設計時と異なる支承条件となる可能性がある。

異種橋梁が隣接している部分では、その地震時挙動特性が異なるため、相互作用に起因する問題があることがこれまでも指摘されている。その上、桁間連結装置の存在や支承条件の変化などが構造系全体に及ぼす影響を考慮すると、地震時には著しい被害を受ける恐れがある。

これに対し、渡辺、亀田、南荘ら³⁾は、異種橋梁が隣接すると、単独で解析した場合と比較して、固有周期や、最大断面力の発生位置が変化することを示した。

また、渡邊、杉浦、永田ら⁴⁾は、異種橋脚が混在する高架橋を振動単位としてモデル化し、鋼製橋脚とRC橋脚の隣接部に発生する損傷を検討している。その結果、異種橋脚の隣接部近傍においては、橋脚単独の応答性状と異なる結果が得られ、また、橋脚本数、異種橋脚の組み合わせ、橋脚、主桁、支承など構造要素の履歴性状が損傷に及ぼす影響についても解明している。

同様に、鋼製橋脚とRC橋脚が混在する場合の相互作用に関する研究として、著者ら⁵⁾は隣接する橋梁間で材質の異なる橋脚を持つ連続橋梁の相互作用に関して検討

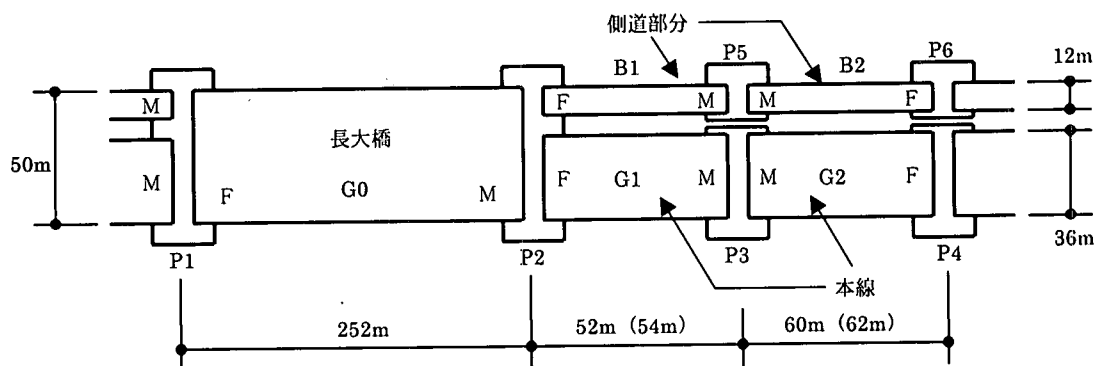


図-1 対象橋梁の平面図

表-1 上部・下部構造の諸元

(a) 上部構造諸元

名 称	G 0	G 1	G 2	B 1	B 2
種 別	鋼 桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁
スパン長	252m	52m	60m	54m	62m
重 量	12,000t	1,900t	2,200t	900t	1,000t
断面2次 モーメント	30m ⁴	300 m ⁴	300 m ⁴	150 m ⁴	150 m ⁴
備 考	本線+側道	本 線	本 線	側 道	側 道

(b) 橋脚構造諸元

名 称	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
種 別	鋼 製	鋼 製	鋼 製	鋼 製	RC製	RC製
橋脚高	25m	25m	24m	22m	23m	20m
重 量	1,500t	1,200t	200t	200t	900t	750t
断面2次 モーメント	5.0 m ⁴	2.2 m ⁴	2.2 m ⁴	0.9 m ⁴	1.5 m ⁴	1.5 m ⁴

(c) 基礎構造諸元

名 称	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
種 別	ケーソン					
基礎高	23m	23m	26m	26m	26m	26m
長さ×幅	22×42m	13×40m	7×14m	7×14m	7×7m	7×7m
重 量	41,000t	23,000t	4,000t	4,000t	1,600t	1,600t
断面2次 モーメント	3,700 m ⁴	2,750 m ⁴	400 m ⁴	400 m ⁴	440 m ⁴	440 m ⁴

(d) 地盤ばね係数

地 盤	地表からの深さ (m)	層圧 (m)	S波速度 (m/sec)	ばね係数 (tf/m)			
				P 1	P 2	P 3・P 4	P 5・P 6
第1層	7.0~9.5	2.5	150	8.9×10^3	8.1×10^3	3.4×10^3	2.1×10^3
第2層	9.5~14.5	5.0	150	1.8×10^4	1.6×10^4	6.7×10^3	4.2×10^3
第3層	14.5~19.0	4.5	230	1.3×10^5	1.4×10^5	6.9×10^4	4.3×10^4
第4層	19.0~34.0	15.0	370	3.9×10^5	2.7×10^5	1.1×10^5	6.4×10^5

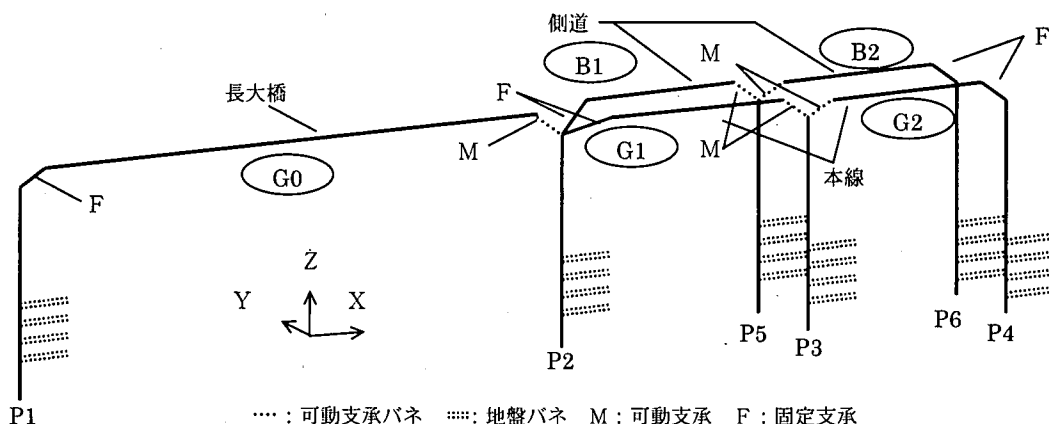


図-2 解析モデル

を行った。この中で、鋼製橋脚が単独で存在する場合に比べ、RC橋脚が隣接することにより、鋼製橋脚の地震時応答が大きくなることを明らかにした。しかし、支承部はすべて固定されると仮定しており、隣接桁間の衝突について検討していない。

さらに、支承が破壊して隣接橋脚が連結された場合を想定して、鋼製橋脚に及ぼす隣接RC橋脚の影響について検討している例⁶⁾もある。そこでは、鋼製橋脚とRC橋脚を連結することにより、系の固有周期が変化して、地震応答が連結前と異なってくる可能性を示している。

このほか、衝突現象を考慮して解析を行っている例もある。西村ら⁷⁾は、兵庫県南部地震で被災した大阪モノレールを対象とし、隣接橋梁間における地震時衝突可能性の評価と、衝突現象による相互の作用特性を明らかにしている。衝突現象は、川島⁸⁾のモデル化を用い、該当する2節点の距離が零になった時点で衝突が起り、以後、相対変位を打ち消す方向に接触反力を作用させることによって実現している。

これら従来研究では、橋脚材料に着目しているものが多く、隣接構造系の重量比に着目している例はあまりない。また、支承の移動制限について検討された研究は、中島らのモデル⁹⁾以外に見あたらない。

よって、本研究では長大橋の隣接径間に本線と側道を設け、重量の大きい長大橋の挙動が側径間桁の挙動に及ぼす影響について検討した。支承の移動制限量と桁かかり長に関しては、現行の設計法に基づく移動制限値を設定してモデルを作成し、支承条件の変化が構造系に与える影響や、移動制限値そのものについての検討も併せて行った。

2. モデル化

解析にあたり、構造物を3次元非線形骨組モデルとみなしてモデル化した。以下の非線形地震応答解析には、市販のソフトウェアTDAPⅢ¹⁰⁾を利用した。本研究で解析対象とした橋梁は湾岸部連続高架橋で、長大橋が埋立地間の水路を越える場合を設定している。

図-1に橋梁の平面図を、表-1に上部・下部構造の構造諸元をそれぞれ示す。上部構造は、長大橋に隣接して本線の側径間と側道を設け、その重量等の相違が応答に及ぼす影響について検討した。一方、下部構造は、長大橋では本線と側道が同一の橋脚に支持される構造とし、側径間では本線と側道が異なる橋脚に支持される構造とした。

図-2に解析モデル図を示す。上部構造部材は表-1(a)に示すように長大橋を鋼桁とし、他の径間は合成鋼桁とした。また、橋脚は本線が鋼製、側道がRC製と仮定した。本研究は、軟弱地盤上の高架橋を構成する橋脚や桁が、地震時に相互作用を生起する現象の解明を主眼にしており、地震時に橋脚や桁が破壊して塑性域に入って応答することまでのモデル化は行わなかった。よって、桁・橋脚及び基礎構造はすべて線形部材とした。これらに比べ、非線形性が卓越すると思われる支承部分と地盤に関しては、非線形ばね部材とみなして扱った。本論文における検討結果は、地震応答によって主たる非線形性が地盤及び支承部に生じ、橋脚が線形応答することを前提とした結果であることを付記する。なお、各部材の減衰定数は、桁及び橋脚の鋼製部材に対して2%、RC部材に対して5%、地盤ばねに対して20%を仮定した。以下、ばねのモデル化について詳細を示す。

(1) 支承部のモデル化

固定支承はそれぞれの橋脚上端部と同様の特性を有する梁部材とみなし、部材に作用する橋軸方向のせん断力を調べることで支承破壊の可能性を判断した。一方、可動支承は橋軸方向に非線形ばねを用いて移動制限を表現した。ただし、橋軸直角方向と鉛直方向は剛性の高いばねにより拘束している。

橋軸方向の非線形ばねは、バイリニアモデルと非線形弾性モデルにより、中島ら⁹⁾の提案した非線形性を持たせた。

図-3は、可動支承をモデル化したものである。バイリニア型の履歴復元力特性を持つばねと、非線形弾性型の特性を持つばねを組み合わせることによって、図-4の履歴特性を実現した。移動制限を越えるまで摩擦力のみが作用し、移動制限を越えると急激に剛性が高くなって変位が制限される。可動支承に荷重が作用すると、ある一定の荷重 p_0 まで初期剛性 k_1 で履歴を示し、荷重が p_0 に達すると変位が移動制限15cmを超えるまで自由な挙動を示す。その後、変位が移動制限値を超えると2次剛性 k_2 で履歴を示すよう設定している。この状態から除荷し始めると p_0 になるまで k_2 で履歴を描き、その後、初期剛性 k_1 と等しくなる。このモデルでは、マイナス側も対称的な履歴を示すよう設定されており、変位が移動制限値以内の場合、バイリニア型の履歴特性を示す。図中の p_0 の値は、

$$p_0 = \mu R_d$$

として求められる(ただし、 μ : 摩擦係数0.05, R_d : 死荷重反力とする)。また、 k_2 の値は初期剛性 k_1 の 10^6 倍と設定した。可動支承の移動制限値15cmに関しては、示方書に記載されている。上部構造の温度変化による伸縮を考慮し、以下の式により算定した。

$$\Delta L_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$$

ただし、 ΔT , α , L は、それぞれ温度変化、線膨張係数、伸縮けた長を示す。

(2) 地盤のモデル化

長大橋が埋立地間の水路を越えるために設けられた場合、橋脚周辺の地盤が地震によって大変形を受けると、地盤は水路側に向かって塑性変形が残留しやすい。外力がたとえ水平方向左右対称に作用したとしても、地盤変形は左右対称にならないことが予測される。地盤変形の非対称性を考慮するために、地盤を有限要素でモデル化して地形を表現する方法は、非線形性まで取り入れることを考えると計算量が多大になり、また、市販の地震応答解析ソフトウェアでは困難である。よって本論文では、地盤を非対称ばねでモデル化することとし、地盤変形の非対称性を簡易に表現するために、非対称バイリニア型履歴特性を仮定した。

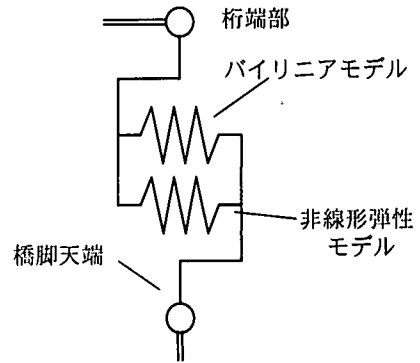


図-3 可動支承モデル

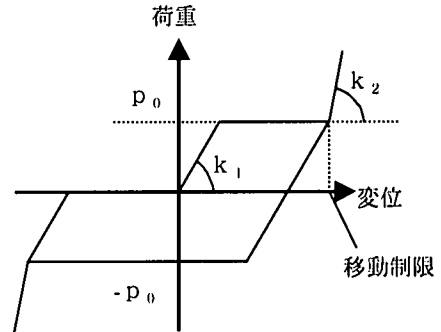


図-4 可動支承の履歴特性⁹⁾

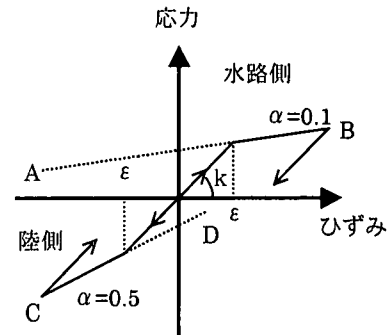


図-5 剛性低下率の設定値

図-2の解析モデルで、P1橋脚とP2橋脚の間に水路があるものとし、P1橋脚下端の地盤ばねはP1からP2へ向かう方向を水路側、反対方向を陸側と考える。他の橋脚下端のばねは、P1へ向かう側を水路側、反対方向を陸側とする。また、橋軸直角方向はいずれの橋脚に関しても、両側とも水路側とした。

図-5に示す線を骨格曲線として採用し、履歴特性にはバイリニア型を仮定する。このモデルにおいて、初期剛性 k は各地盤ばねのばね定数であり、降伏点ひずみ ϵ は0.005とした。これは、ひずみレベルが土質材料の動的性

質に及ぼす影響が大きく、一般に 10^{-2} 以上のひずみを生じると、すべりや沈下等の破壊現象を示すと考えられている¹¹⁾ことを参考とした。降伏点ひずみとして0.005という値を仮定したのは、利用したバイリニア型履歴復元力特性の性質として、降伏点ひずみがある限界以下では数値計算が発散するためである。応力の正側と負側の第2剛性を表す2本の骨格曲線(図-5のABとCD)が、ある一点(ここでは、仮に限界ひずみと呼ぶ)で交わるため、それより大きなひずみに対しては履歴吸収エネルギーが負になる。小さな降伏点ひずみを仮定すると、本研究で用いた地震入力に対し、その限界ひずみを超過した。そこで、本研究では応答値が限界ひずみを超えない範囲を試算し、降伏点ひずみを0.005と設定した。ここでは、地盤対称の非対称性による橋梁応答の影響を検討することを主目的とし、実際の地盤における降伏点ひずみの大きさに関する検討は本論文では行わなかった。

一方、剛性低下率 α には根拠となる十分な資料はない。よってここでは、変形方向によって異なる低下率 α を与えることによる、全体系への影響を見ることを目的とし、陸路側0.5、水路側0.1と仮定して、地盤剛性の方向依存性を配慮した。また、地盤を4層に仮定して、図-2に示すように各橋脚基礎にそれぞれ4本ずつばねを設定した。ばねの諸元を前出の表-1(d)に示す。

以上に示したモデルを用い、Case1として線形解析を行った。Case1では、梁及び柱部材はすべて線形部材とし、地盤ばねに関しても線形ばねとして扱った。次に、地盤の方向依存性を考慮し、地盤ばねに非対称バイリニアモデルを設定した解析(Case2)を行った。Case2では、地盤の方向依存性が全体系に及ぼす影響について調べることを目的としており、地盤ばね以外の設定条件は変えていない。また、Case3として可動支承の移動制限装置を考慮した解析を行った。こちらは、可動支承の移動制限装置における衝突の有無と、衝突が全体系に及ぼす影響を検討するため、地盤ばねは線形状態で行っている。

以上の3ケースについて解析を行い、Case1とCase2あるいはCase1とCase3を比較することで、地盤および支承の非線形性が構造系に及ぼす影響について検討した。

(3) 入力地震波

解析に用いる入力地震波としては、1995年の兵庫県南部地震時の、東神戸大橋近傍地盤における観測記録¹²⁾を用いた。E-W成分を橋軸方向に、N-S成分を橋軸直角方向に用い、水平2成分を同時入力して解析を行った。各質点に同じ地震加速度が、直接入力されるものとした。図-6に入力地震波形を示す。橋軸方向成分は、揺れ始めから10秒程度は小刻みな揺れが続き、12秒ぐらいで最大加速度282galを記録し、その後20秒程度周期の長い揺れが

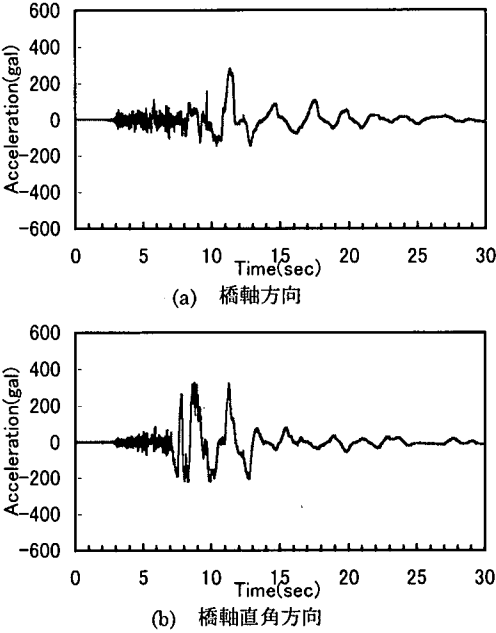


図-6 入力地震波形(東神戸大橋波形)¹²⁾

表-2 解析モデルの固有周期

次数	固有周期 (sec)	有効質量比(%)	
		橋軸方向	橋軸直角方向
1	2.38	0	49
2	2.10	48	0
9	0.63	14	0
13	0.42	0	22

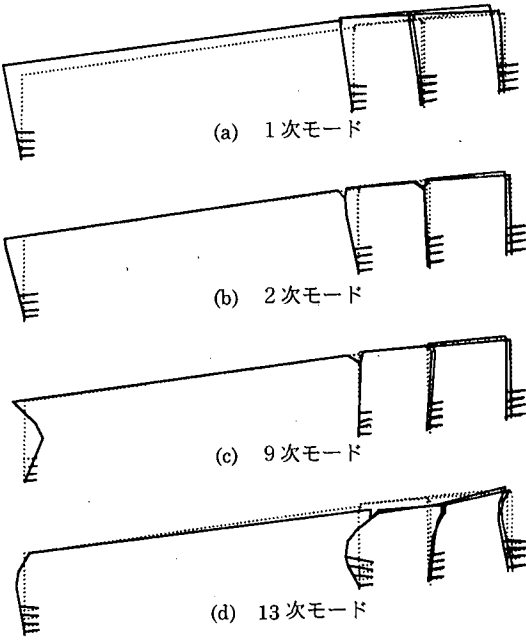


図-7 主要振動モード図

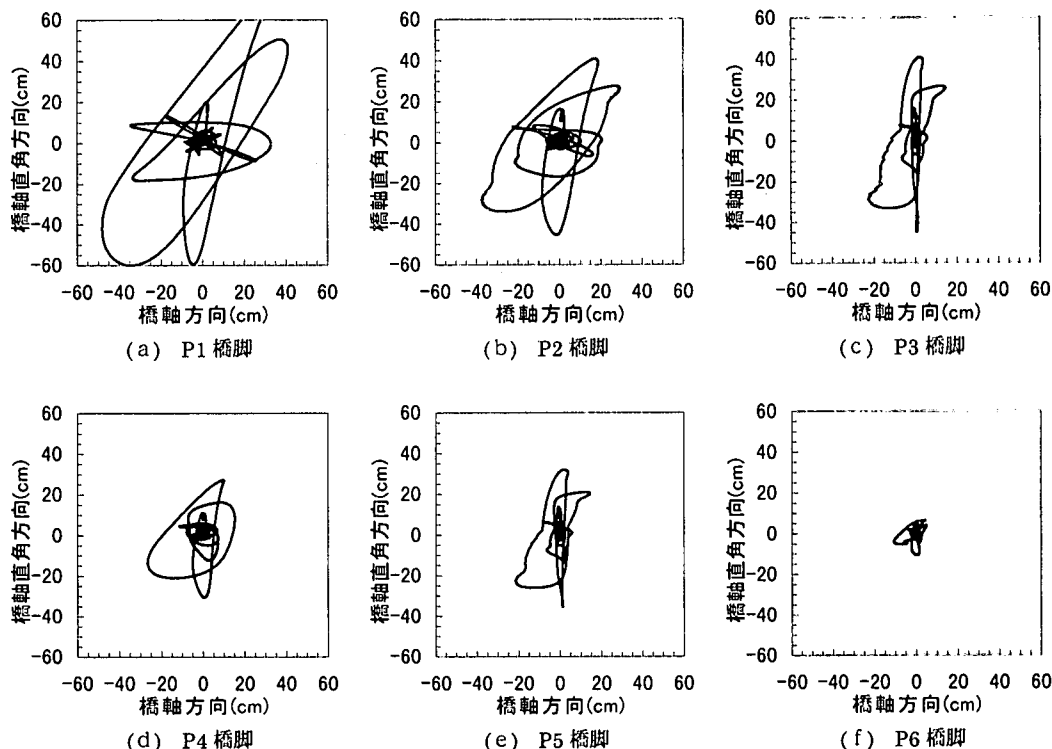


図-8 橋脚上端部の水平平面内挙動（東神戸大橋波形）

続いた後、次第に減衰している。一方、橋軸直角方向成分は、7秒程度小さい揺れが続き、8秒と11秒を過ぎたあたりで、それぞれ319galと321galを示している。

3. 固有周期と振動モードの解析結果

橋梁全体の挙動特性を調べるため、図-2の解析モデルに対して表-1の諸元を用い、固有周期と振動モードの解析を行った。

表-2に解析モデルの固有周期を、図-7に代表的振動モード図をそれぞれ示す。モード図は、有効質量比が特に大きい1次・2次・9次・13次モードについて示した。1次モードの固有周期は約2.4秒、2次モードの固有周期は約2.1秒となっており、9次モードのP1橋脚で、はじめて橋脚2次モードが現れている。有効質量比を方向別にみると、橋軸方向では2次モードの48%が最も大きく、ついで9次モードの14%となっている。一方、橋軸直角方向では、1次モードが49%と最も大きく、次いで13次モードで22%となっている。このモデルでは、面外1次モード・面内1次モードがそれぞれ全体系の1次・2次モードにあたり、橋軸方向、橋軸直角方向ともに長周期成分が卓越している構造物といえる。

また、図-7(a)の1次振動モードでは、長大橋の橋

軸直角方向への動きにつれて、隣接橋もすべて動いている。長大橋がなければ、同じ振動モード形は固有周期がもっと短くなるはずである。他の振動モードも、長大橋部分との連成が見られ、長大橋の振動特性が隣接アプローチ桁の挙動に大きく影響していることがわかる。

4. 応答解析結果

(1) 水平平面内挙動

図-8はCase3において各橋脚上端部における水平平面内挙動を示したものである。最も大きな変位を示しているのはP1橋脚で、次いでP2橋脚、P3橋脚の順となっており、P6橋脚が最も小さい。それぞれの橋脚で支持する死荷重が大きいほど変位が大きくなる傾向が伺える。

P3・P5橋脚では、橋軸方向の変位が約20cmにとどまっている。これは、これらP3・P5橋脚が可動端のみを支持する構造となっているため、上部構造による他の橋脚の影響をほとんど受けず、重量が比較的軽い橋脚固有の振動が現れていると考えられる。

一方、P3・P5橋脚の直角方向に関しては、橋脚天端と桁端部が剛性の高いばねによって連結されていたため、他の橋脚の影響を受けて大きく振動し、約40cmの変位を示している。

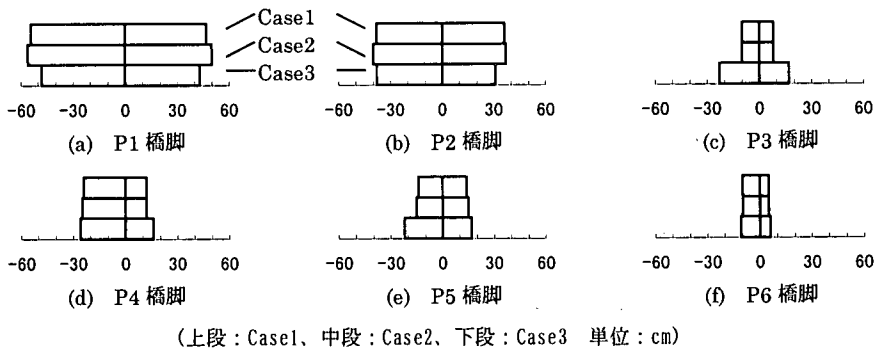


図-9 各橋脚上端部の橋軸方向変位

(2) モデルの橋軸方向における挙動

図-9にCase1からCase3における各橋脚上端部の橋軸方向変位を示す。図中の+符号、および-符号はそれぞれ図-2中のX軸方向(橋軸方向)+側と一側に対応している。いずれのケースにおいても、支持重量の大きい橋脚ほど大きな変位量を示している。

まず、部材をすべて線形部材とみなして扱い、地盤ばねの方向依存性を考慮しない解析(Case1)では、P4・P6橋脚を除く橋脚で、橋軸方向・橋軸直角方向とも+側・-側に同程度の変位量を示していた。長大橋から最も遠いP4・P6橋脚は、橋軸方向-側(長大橋側)の変位が大きく、+側の変位が小さいという傾向が見られた。次に、地盤ばねの方向依存性を考慮した解析(Case2)とCase1を比較すると、P1橋脚、P2橋脚などで2~3cm変位が増加したものの、他の橋脚ではCase1の場合とほとんど変化がなく、地盤変形の影響を十分に表現するには至っていない。

さらに、Case1およびCase2と比較すれば、可動支承の移動制限を考慮した解析(Case3)では、大幅に異なる結果が得られた。橋軸方向に比較的大きい変化量を示していたP1・P2橋脚では変位量が減少し、また、隣接橋脚であるP3・P5橋脚では5cmから10cmの増加を示していた。一方、最も長大橋と離れているP4・P6橋脚ではほとんど変化がなかった。

可動支承の移動制限が影響を与えるのは、この例では隣接する1スパンのみである。P3・P5橋脚が、支える2つの桁の両者とも可動支承で支えるため、長大桁の挙動変化をここで断絶する効果が見られる。移動制限を考慮したCase3では、長大橋に隣接しているためにP3・P5橋脚に大きな変位が生じることになる。長大橋に隣接するアプローチ橋では、長大橋の応答が及ぼす影響を無視し得ないことがわかる。

以上、解析モデルの挙動を橋軸方向の節点変位に着目した結果について述べた。これによれば、今回設定した

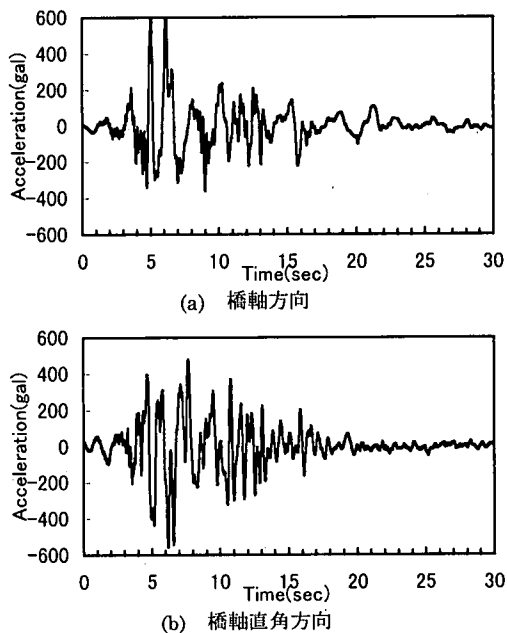


図-10 入力地震波形(ポートアイランド波形)¹²⁾

解析モデルは、地盤の方向依存性が全体の挙動に影響していないが、可動支承の移動制限を考慮した場合の影響は、顕著に現れていることがわかる。

(3) 入力地震波がモデルの水平平面内挙動に及ぼす影響

4. (1)節の図-8で示した水平平面内挙動を観察すると、各橋脚応答にはほぼ共通した卓越振動方向が認められる。これには、構造全体系の固有振動モードと、入力地震動の卓越振動方向との、両者が影響していると考えられる。そこで、この方向性が構造系固有のものであるか調べるため、異なる入力地震波を用いて再度解析を行った。図-10に入力地震波形を、そのときの応答を

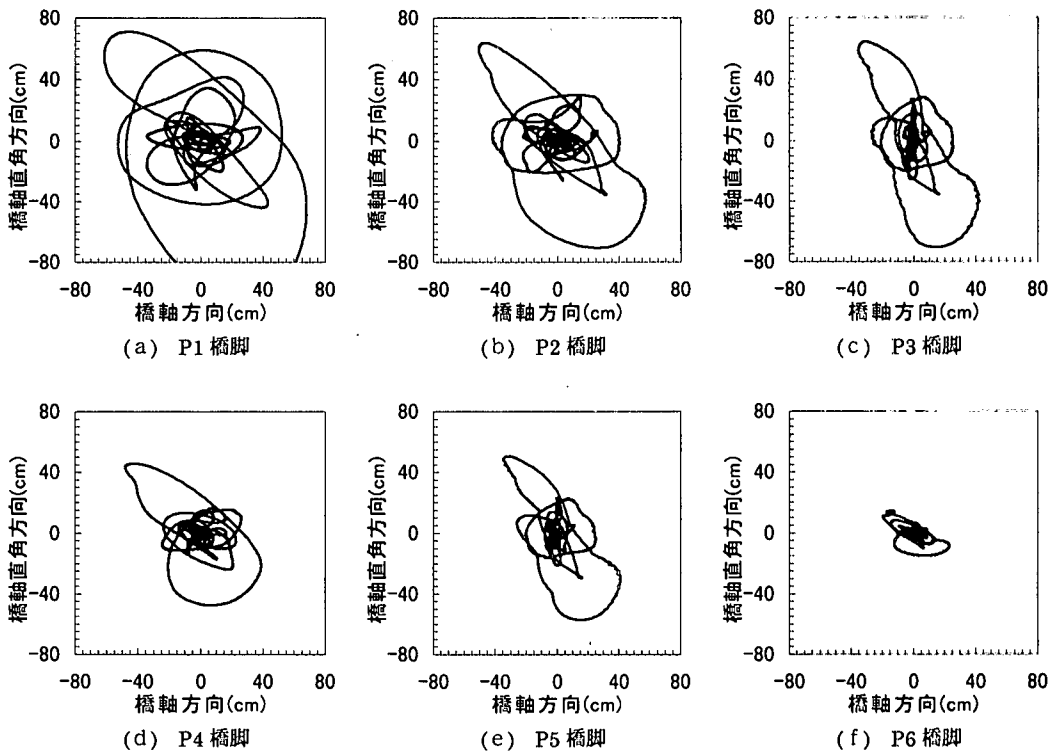


図-11 橋脚上端部の水平平面内挙動（ポートアイランド波形）

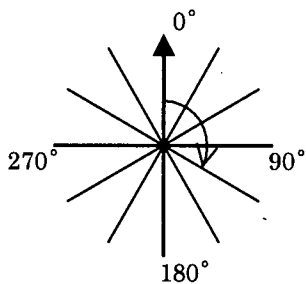


図-12 方位角の定義

図-11に示す。新たな入力波形としては、阪神淡路大震災時に神戸市ポートアイランドの地下10mの地点で観測された波形¹²⁾のうち、E-W成分を橋軸方向に、N-S成分を橋軸直角方向に用いた。

ここで簡単のため、図-12に示す方位角 θ を定義する。角度 θ は、紙面の上側を0度とし、右回りに測るものとする。モデルとの関係は、図-2中のY軸方向+側が方位角0度に対応し、X軸方向+側が方位角90度に対応している。

まず、東神戸大橋波形に対する応答(図-8)について観察すると、P1・P2橋脚では $\theta=40$ 度から220度の方向へ

挙動し、P3～P6橋脚では $\theta=0$ 度から180度の方向性が卓越している。全体的にみると、 $\theta=0\sim40$ 度と $\theta=180\sim220$ 度を結ぶ領域で振動していることがわかる。

つぎに、ポートアイランド波形の応答(図-11)では、P6橋脚が $\theta=120\sim300$ 度の方向へ挙動を示しており、他の橋脚と比較して、やや橋軸方向よりの方向性を有しているが、P1からP5橋脚に関しては、 $\theta=140$ 度と320度を結ぶ方向へ挙動しているのがわかる。

さらに、節点変位量の最大値について調べると、P1橋脚の橋軸方向では、東神戸大橋波形で(-48cm, +41cm)・ポートアイランド波形で(-61cm, +68cm)となっており、橋軸直角方向では、それぞれ(-60cm, +68cm)と(-106cm, 71cm)となっていた。P1橋脚に限らず、他の橋脚でも2割から5割増の変位を示している。

しかし、4.(1)節で述べた、支持する死荷重が大きいほど変位が大きい点と、P3・P5橋脚の橋軸方向変位が橋軸直角方向変位に比べて小さい点は、本項の地震入力例でも観察された。また、4.(2)節で述べた、可動支承の移動制限の考慮によるP3・P5橋脚の変位増についても、本項の地震入力例で観察された。移動制限を越える変位を与える入力地震動に対しては、どの地震動であっても生じる可能性が高い現象ではないかと推察される。

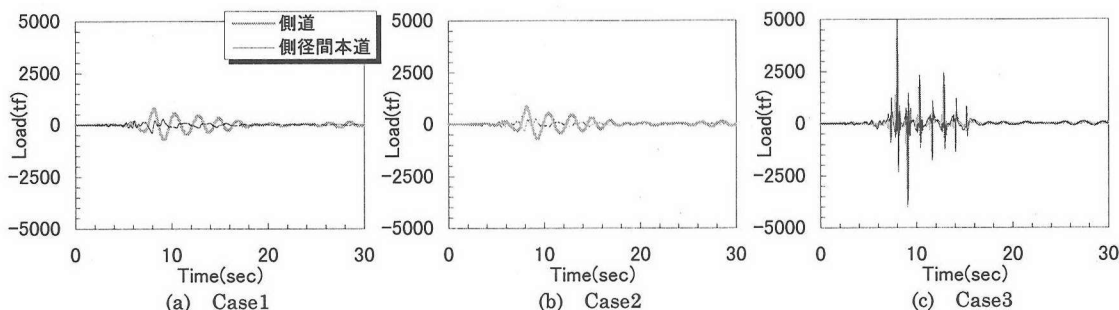


図-14 固定支承に作用する荷重

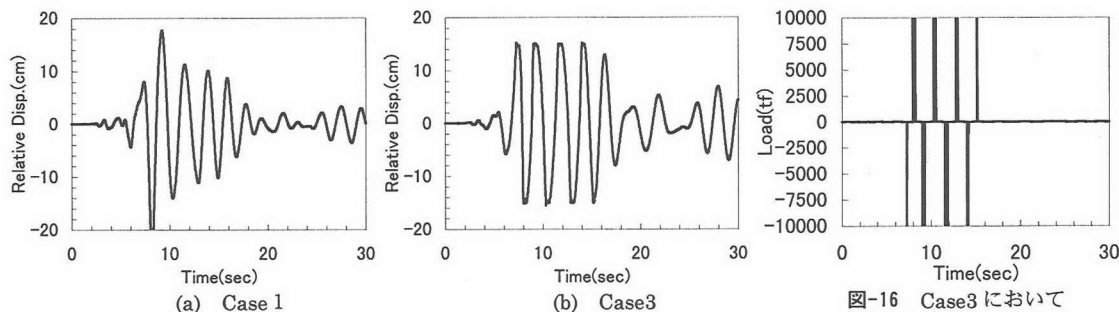


図-15 可動支承に生じる変位

図-16 Case3において
可動支承に作用する荷重

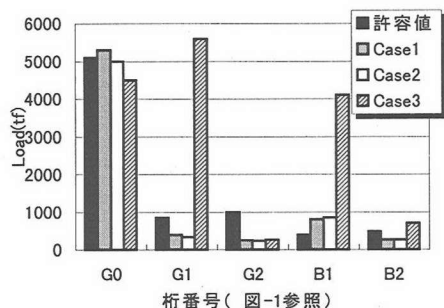


図-13 固定支承に作用する荷重

(4) 可動支承の移動制限が構造系に与える影響

図-13に東神戸大橋近傍地盤での観測波を入力した各ケースにおいて、モデルの固定支承にかかる荷重を示す。なお、固定支承の耐荷力は明確でないため、推定許容耐荷力(以下、許容値と定義する)を、

水平震度 (0.3) × 上部構造重量 × 安全率 (1.5)
として求め、図中にプロットした。

図-13によると、G0桁ではCase1で許容値をわずかに超えているが、Case2とCase3のいずれの場合でも値に大きな変化はみられない。一方、長大橋の側径間に相当するG1(側径間本道)桁とB1(側道)桁を比べると、Case3において値が極端に増加し、許容値を大きく上回っている。可動支承が移動制限を受けると、固定支承と同じ支承条件に変化し、桁の地震時水平力が可動支承側橋脚に

も入力される。この力は、隣接桁を通してモデル全体へと伝達される。移動制限を受けた桁の質量が大きいほど、その力は大きいことになり、本論文で対象としているような長大橋の場合、隣接する中小橋に及ぼす影響は大きい。また、長大橋から最も離れたG2(本道桁)とB2(側道)桁をみると、いずれのケースでもほぼ許容値に収まっている。

図-14に、側径間本道とその側道の固定支承に作用する荷重の時刻歴応答波形を示す。この図によると、Case1では本道側の最大値が390tf(3.8MN)、側道側の最大値が810tf(7.9MN)で、側道側に生じる荷重が本道側より大きかった。しかし、Case3では一転して波形がパルス波の形状を呈し、それぞれの最大値は本道側5,590tf(55MN)、側道側4,100tf(40MN)となっており、本道側にかかる荷重が側道側を上回り大小関係が逆転している。また、ともに推定許容耐荷力を大幅に上回る荷重を示している。可動支承の移動制限を考慮すると、側径間固定支承が本道・側道とも破壊する可能性がある。

図-15にCase1とCase3における長大橋可動支承に生じる変位を、図-16にCase3において長大橋可動支承に作用する荷重を示す。支承部に生じる変位は、最初の6秒間ほどは移動制限値内(±15cm)で自由な挙動を示しているが、その後+側と-側にあわせて8回衝突しているのみられる。また、衝突の度に10,000tf(98MN)を超える荷重が支承部に作用していることがわかる。

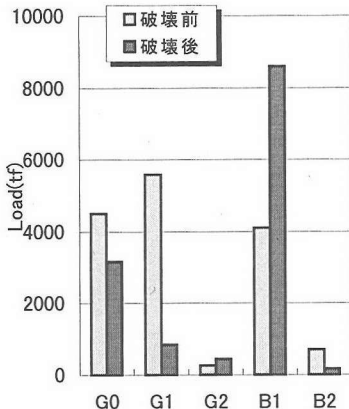


図-17 G1桁固定支承の破壊が各桁固定支承に及ぼす影響

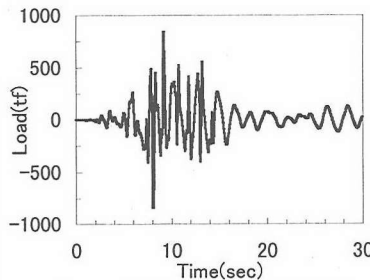


図-18 固定端部に作用する荷重 (固定支承破壊時)

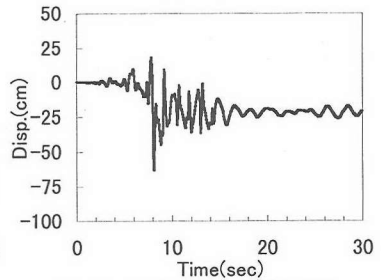


図-19 固定端部に生じる変位 (固定支承破壊時)

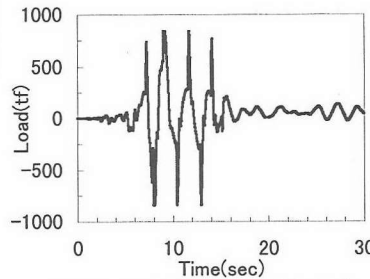


図-20 固定端部に作用する荷重 (固定・可動支承破壊時)

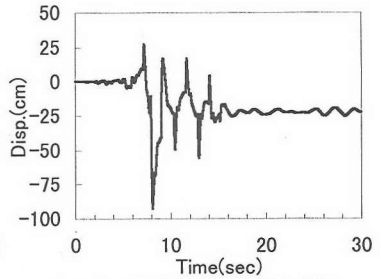


図-21 固定端部に生じる変位 (固定・可動支承破壊時)

(5) 支承破壊後の挙動

阪神淡路大震災では、高架橋の支承が数多く破壊した。しかし、たとえ支承が破壊しても、十分な桁掛かり長があれば、落橋という最悪の事態は免れることができる。支承破壊がヒューズの役割をして、橋脚の損傷が小さくなる場合も、可能性としてはあり得る。

現在、橋梁の桁掛かり長 S_E は、

$$S_E = u_R + u_G$$

で規定されている¹⁾。ここで、 u_R は2つの設計振動単位間に生じる相対変位、 u_G は地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位である。ここでは、簡単にするため、平成2年度示方書¹³⁾に示されている以下の式により、桁掛かり長を定めた。

$$S_{EM} = 70 + 0.5L$$

ここで、 S_{EM} ：桁掛かり長の最小値、 L ：下部構造間の距離である。本研究の解析モデルに対して S_E を計算すると、側径間本道固定支承側で $S_E = 96\text{cm}$ となる。支承破壊後の桁端部と橋脚天端との最大相対変位が 96cm 以内であれば、落橋しないことになる。

4. (4) 節で、本モデルの支承が地震によって破壊する可能性を示した。支承が破壊すると構造系が変わり、その後の地震応答も異なってくる。ここでは、東神戸大橋近傍地盤における観測波を入力したケースについて、支承破壊後のシミュレーションを行うことにより、桁掛かり長 S_E の値について検討する。

簡単のため、まず、長大橋に最も近いG1桁固定支承が

破壊し、桁端部とP2橋脚上端部に相対変位が生じた場合を考える。固定支承破壊後のモデルとしては、支承の設計耐力 ($850\text{tf} = 8.3\text{MN}$) を降伏値とした完全弾塑性型の骨格曲線をもつバイリニアモデルを適用した。

図-17にG1桁固定支承破壊前、破壊後それぞれのケースにおいて、各桁の固定支承に作用する荷重の最大値を示す。G1桁固定支承が設計耐力 ($850\text{tf} = 8.3\text{MN}$) で破壊することにより、同一径間の側道桁 (B1桁) に作用する荷重がおおよそ2倍になっているのわかる。これは、G1桁固定支承が 850tf (8.3MN) 以上の力を分担しなくなり、B1桁固定支承にかかる負担が大きくなったためである。

次に、破壊したG1桁固定支承の挙動について、検討を加える。図-18はG1桁固定支承に作用する荷重を、図-19にG1桁固定支承で生じる相対変位を示す。固定支承に作用する荷重が、+側と-側で一度ずつ設計耐力である 850tf (8.3MN) に達していることがわかる。また、G1桁固定支承破壊後の挙動を、G1桁固定端とP2桁上端部の相対変位でみると、荷重が+側の最大値を示した8秒付近で、大きく 63cm の相対変位を示し、荷重が+側の最大値を示した9秒付近で $+10\text{cm}$ となっている。この場合、固定支承が破壊しただけでは、落橋には至らない可能性が高い。

次に、2つ目のケースとして、G1桁可動支承が破壊した場合を考える。G1桁可動支承がG1桁固定支承の損傷の有無に関わらず、破壊に至る可能性があることはすでに示した。したがって、ここでは、G1桁可動支承が破壊

し、P3橋脚上端部にめり込んで挙動が拘束された場合を想定した。このとき、G1桁固定支承はすでに破壊しているものとする。つまり、固定支承も可動支承も破壊した場合を想定する。固定支承は、破壊後あたかも可動支承のように挙動し、可動支承はあたかも固定支承のように挙動すると仮定する。このとき、支承の破壊によって支承条件が変化することに伴う、固定端側の挙動変化を調べることを目的とする。

図-20にG1桁固定支承に作用する荷重を、図-21にG1桁固定支承で生じる相対変位を示す。G1桁固定支承に作用する荷重についてみると8秒から13秒にかけて+側、-側あわせて5回降伏値に達していることがわかる。また、相対変位に関してみると可動支承の破壊前には最大で63cmであったのが、支承が破壊することにより93cm(約1.5倍)に達している。この値は、想定している桁かかり長 S_E とほとんど差がなく、落橋に至る可能性が高いといえる。可動支承が破壊し、可動端側の挙動が拘束され、応答に位相差が生じたことが原因と考えられる。

以上、可動支承の支承条件が変化することにより、破壊した固定支承の挙動が大幅に影響を受ける可能性を示した。今後、これらのことを考慮し、桁かかり長の適切な設定方法を確立する必要がある。

5. 結論

本研究では、長大橋に中小橋梁が隣接する場合、支持地盤の方向依存性や、可動支承の移動制限が構造系に与える影響について、数値シミュレーションにより三次元的な地震応答を調べた。また、現行の設計法で示されている可動支承の移動制限や桁かかり長について、支承条件が変化した場合の適応性についての検討も行った。なお、本論文では、地震による主たる塑性化が地盤および支承部に生じ、橋脚は線形応答することを前提とした解析を行っている。橋脚の非線形応答に対する検討が今後の課題として挙げられよう。以下、解析で得られた主な結果を示す。

- (1) 長大橋の可動支承が働いた場合、側径間固定支承に大きな荷重が作用する可能性を示した。地震による応答加速度が小さくても、応答変位が大きくなって移動制限装置が働くと、支承部に大きな荷重が作用することになる。適切な移動制限装置の設定についてさらに検討することが必要である。また、設計段階において、移動制限装置が働いて発生する瞬間的荷重が、すべての構造部材に及ぼす影響を考慮することが不可欠である。
- (2) モデルの水平平面内挙動を調べるにあたり、二種類の入力地震波を用いた。どちらの地震波とも水平平面内の挙動は方向性を有し特徴的な挙動を呈して

いたが、入力地震波によって方向性が大きく異なっていた。モデルの挙動は、モデルの特性よりも入力地震波の影響が支配的であると考えられる。

- (3) 水路近傍軟弱地盤における地盤変形の非対称性をモデルに設定したが、モデルの挙動にはほとんど変化がなかった。軟弱地盤の評価方法を改めて検討していく必要がある。
- (4) 支承条件の変化による影響を調べるため、長大橋側径間本線に着目して解析を行った。その結果、側径間本線桁の固定支承が破壊された場合、側道桁固定支承に作用する荷重が約2倍に増加し、著しい影響が現れることを確認した。また、固定支承破壊後、同桁の可動支承が破壊されて挙動が拘束された場合を想定すると、固定端と橋脚上端部の相対変位が約1.5倍に増加することが確認できた。
- (5) 支承条件を変えて解析を行った結果、地震時には現行の設計法で考えられている移動制限や桁かかり長以上の変位量が生じる可能性が示された。隣接径間との重量差が大きい場合は、その隣接部からの影響を改めて検討していく必要がある。

謝辞：本研究は、土木学会関西支部「阪神・淡路大震災調査研究委員会」鋼構造分科会の活動の一環として実施された。ここに、記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V.耐震設計編、1996年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I.共通編、1996年12月。
- 3) 渡辺泰介、亀田弘行、南莊淳：異種橋梁間の動的相互作用に注目した都市高速道路橋の地震応答、土木学会第49回年次学術講演概要集、第1部、pp1694~1695、1994年9月。
- 4) 渡邊英一、杉浦邦征、永田和寿、北沢正彦、堀江佳平：鋼製橋脚・RC橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp295~300、1997年3月。
- 5) 馬場正成、伊津野和行：鋼製橋脚の被害に及ぼす隣接RC橋脚の影響に関する考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp591~598、1996年1月。
- 6) 伊津野和行、中村公信：鋼製橋脚と隣接RC橋脚との地震時相互作用に関する研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp287~294、1997年3月。
- 7) 西村宣男：大阪モノレールP C軌道桁支承部品の損傷、大震災に学ぶー阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書一、Vol. I、pp147~155、1998年6月。
- 8) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考

- 察, 土木学会論文報告集, No.308, pp151~154, 1981年4月.
- 9) 中島章典, 大嶽敦郎, 安波博道: 上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第4巻, pp.9~16, 1996年11月.
- 10) 株式会社アーク情報システム: TDAPⅢ・Ver2.00, 理論説明書, 1998年3月.
- 11) 大原資生: 最新耐震工学, pp153~155, 森北出版株式会社, 1994年3月.
- 12) 震災予防協会: 強震動アレー観測, No.3, 1998年3月.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I.共通編, 1990年2月.
- (1999. 1. 25 受付)

A STUDY ON SEISMIC INTERACTION BETWEEN LONG-SPAN BRIDGE AND ADJACENT APPROACH BRIDGE

Kazuyuki IZUNO, Shinobu TAKENO and Hiroshi NAKAI

This study presents the interactive response between adjacent bridges; especially for the case of a long-span bridge and a small bridge. Different natural periods between two bridges cause the large relative displacement at their joints. The three dimensional earthquake response analysis was carried out considering the effect of the displacement limitation of the shoes and the aseismatic connector. The results showed that the limited device of the long-span bridge affected the response of the adjacent small bridge. The relative displacement response between the long-span bridge and the small bridge increased, when the shoes of the small bridge had been broken.