

I-22

支承部の違いによる高架橋の大地震時挙動

北海道大学工学部 フェロー 林川 俊郎
 北海道大学工学部 学生員 椋平 剛史
 北海道大学工学部 正 員 小幡 卓司
 北海道大学工学部 フェロー 佐藤 浩一

1. まえがき

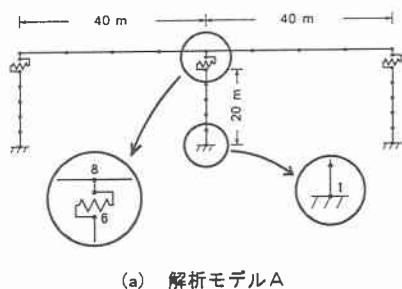
兵庫県南部地震では、高架橋の支承部や橋脚等に多大の被害を受けた。これに対して、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様の解説(案)」によれば、移動方向が自由であるゴム支承、あるいは、それに加えてエネルギー吸収性能も兼ね備えた免震支承の使用が強く推奨されている。また、橋脚の変形性能の照査に対応した動的解析では、橋脚自身の非線形性及び支承部の非線形性を考慮した、適切な解析モデルの適用が求められている。規模の大きい地震が作用する場合、構造部材の強度を向上させるだけで地震に抵抗するには限界がある。そのため、構造部材が非線形領域に入っても適切な靱性を保ち、エネルギー吸収性能を高めることにより、構造部材に生じる損傷を最小限度にとどめ、同時に構造系全体としての崩壊を防止することが重要と考えられる¹⁾。

そこで本研究では、鋼製橋脚を持つ2径間連続高架橋を対象として、大地震時における高架橋システムの橋軸方向挙動に対する支承部の影響を、平面骨組のための弾塑性地震応答解析法によって検討する。ここで支承部には、①鋼製支承、②水平反力分散支承、③免震支承を考え、④免震支承を橋脚下部に設置するという構造形式に関しても解析を行い、以上4つのパターンについて比較検討を行う。

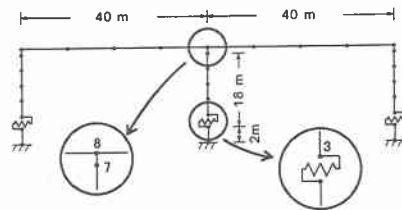
2. 解析モデル

2-1. 上部構造、下部構造

本研究では、図-1に示すような支間長40m、橋脚高さ20mを持つ2径間連続高架橋を対象とした平面骨組モデルを考える。図-1(a)は①鋼製支承②水平反力分散支承③免震支承を橋脚と上部構造の間に設置する場合であり、図-1(b)は④免震支承を橋脚の下部に設置する場合の解析モデルである²⁾。上部構造は、鋼主桁4本と鉄筋コンクリート床版から成る合成桁を考え、解析においては断面積及び断面2次モーメントを鋼に換算し、同等の総重量を持つ箱形断面にモデル化する。橋脚は鋼製の正方形箱形断面とし、中央橋脚の断面幅を2m、板厚を0.05m、両端橋脚の断面幅を2m、板厚を0.025mとした。本来、橋脚の設計は支承条件によっても異なるが、ここでは支承部を変化させたときの動的応答に関して比較、検討を行うことを目的としているので、同一の構造を用いるものとする。弾塑性地震応答解析に際しては、図-1に示される橋脚下端(節点番号1)の曲げモーメントの履歴特性、支承部の上下端(節点番号6、8)の時刻歴応変位、及び支承部における水平力の履歴特性等に注目する。



(a) 解析モデルA



(b) 解析モデルB

図-1 解析モデル

Behavior of Viaduct System with Various Bearing Devices under Strong Earthquake Motions
 by Toshiro HAYASHIKAWA, Goshi MUKUHIRA, Takashi OBATA and Koichi SATO

2-2. 支承部

支承部の摩擦や移動制限装置、水平力-変位の非線形履歴の影響を考慮するために、異なる3種類の支承部は図-2に示すような非線形ばねにモデル化し、高架橋全体構造系の解析モデルに取り入れることとする。

①鋼製支承（図-2(a)）は中央橋脚を固定支承（ヒンジ）、両端橋脚を可動支承（ローラー）とする。固定支承は橋脚と上部構造が一体となって挙動するので、十分に大きなばね定数とする。可動支承は鉛直反力によって摩擦力を生じ、最大摩擦力を越えると滑り始め、移動制限装置に衝突後橋脚と一体となって挙動する。

②水平反力分散支承（図-2(b)）は上部構造による水平地震力を各橋脚にバランス良く分担させるゴム支承である。上部構造による支点反力に対する設計条件を満足し、両端及び中央橋脚に作用する地震力が1:2となるようにばね定数を設定し、移動制限量を34mmとした。

③免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承とし、水平力-変位関係は図-2(c)に示すようなバイリニア型と仮定する。道路橋の免震設計法マニュアル(案)³⁾より、震度法及び地震時保有水平耐力法レベルにおいて支承に作用する設計荷重を求め、仮定した支承の設計変位を満足するように諸値を設定した。

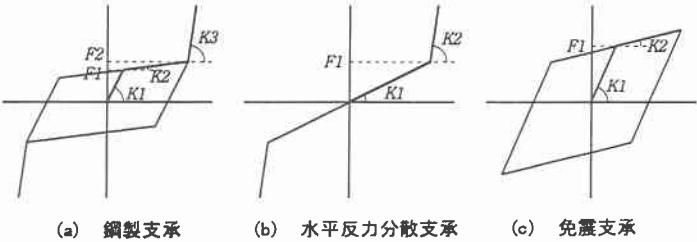


図-2 支承部モデル（水平力-変位関係）

表-1 支承部の諸元

	鋼製支承		水平反力分散支承		免震支承	
	中央橋脚 ヒンジ	両端橋脚 ローラー	中央橋脚	両端橋脚	中央橋脚	両端橋脚
K1 (tf/m)	1.8×10^6	5.0×10^3	1625	740	2822	984.9
K2 (tf/m)	-	1.0	6.0×10^4	6.0×10^4	651.8	168.7
K3 (tf/m)	-	6.0×10^4	-	-	-	-
F1 (tf)	-	5.625	55.25	25.16	60.7	26.1
F2 (tf)	-	5.7239	-	-	-	-

3. 動的応答解析

本研究においては、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位解析をもとに、Newmarkのβ法により動的応答解析を行う。その際、構造物における荷重-変位の非線形性を考慮した解法には増分理論を用い、Newton-Raphson法によって収束計算を行う。また、桁や橋脚に用いる鋼材において、応力-ひずみ関係がバイリニア型になるものと仮定し、ヤング率を $2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ 、降伏応力を 24000 tf/m^2 、ひずみ硬化率を1%とした。

4. 数値計算結果

4-1. 入力地震波

動的応答解析を行うに際して用いる入力地震波の一例として、図-3(a)に示す神戸海洋気象台において観測された兵庫県南部地震（N-S方向）と、図-3(b)に示す大塚毛橋において観測された釧路沖地震（橋軸方向）を取り上げる。兵庫県南部地震は直下型の地震であり、主要動の継続時間が十数秒と短く、比較的2Hz～6Hzの高周波成分が多く含まれている。また、釧路沖地震はプレート内の地震で、主要動の継続時間が数十秒と長く、0.85Hz～2Hzの振動数が卓越している。これは本研究で用いた解析モデルの固有振動数に近い値となっている。そこで、以下の数値計算結果には、後者の入力地震波による結果のみを示すこととする。

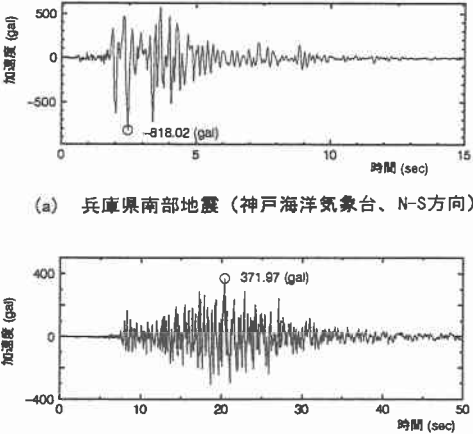


図-3 入力地震波

4-2. 固有振動数

動的応答解析に先立ち、各タイプの支承を設置した構造系の固有値解析を行った。その結果、得られた水平1次の固有周期及び固有振動数を表-2に示す。鋼製支承を設置した場合の固有周期1.136秒に比して、水平反力分散支承及び免震支承を導入することにより長周期化していることがわかる。支承部を剛結としたラーメン構造の固有周期及び固有振動数も比較のために表-2に示す。

表-2 固有周期、固有振動数

	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)
ラーメン構造	0.5127	1.9505
①鋼製橋脚	1.1360	0.8803
②水平反力分散支承	1.1877	0.8419
③免震支承	1.5956	0.6267
④免震支承(橋脚下部)	1.7714	0.5645

4-3. 時刻歴応答変位

釧路沖地震を入力地震波とした場合の時刻歴応答変位曲線を図-4に示す。図-4(a)、(b)、(c)の上段は支承上部(節点番号8)における応答変位、下段は支承下部(節点番号6)の応答変位であり、図-4(d)の上段は上部構造中央(節点番号8)における応答変位、下段は中央橋脚支承上部(節点番号3)における応答変位である。免震支承を有する高架橋の支承上部における最大応答変位は、他の支承タイプに比較してやや大きな値を得ている。しかし、支承下部の最大応答変位は免震支承を設置することにより、著しく減少していることがわかる。また、免震支承を橋脚下部に設置した場合も、上部に設置した場合と同様の傾向が認められ、支承部の変形のみならず橋脚の曲げ変形を生じていることがわかる。

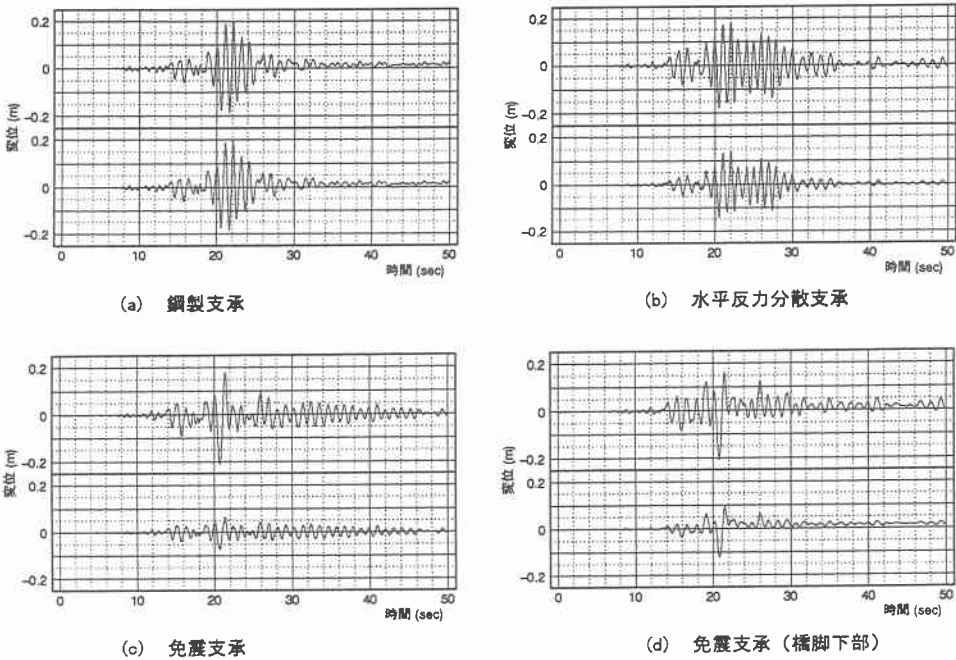


図-4 応答変位(上段: 支承上部/下段: 支承下部)

4-4. 中央橋脚下端の曲げモーメントと曲率

同じく釧路沖地震を入力地震波とした場合の曲げモーメント-曲率関係を図-5に示す。図-5(a)、(b)、(c)は中央橋脚下端(節点番号1)、図-5(d)は中央橋脚上端(節点番号7)の曲げモーメント-曲率関係である。解析モデルに用いた中央橋脚の降伏モーメントは5936tf・mである。鋼製支承を設置した高架橋は図-5(a)に示すように塑性域に達している様子がわかる。水平反力分散支承を設置した場合には橋脚下端において若干降伏していることが認められる。一方、免震支承を設置した場合、橋脚は常に弾性域を保ち続けていることが理解できる。

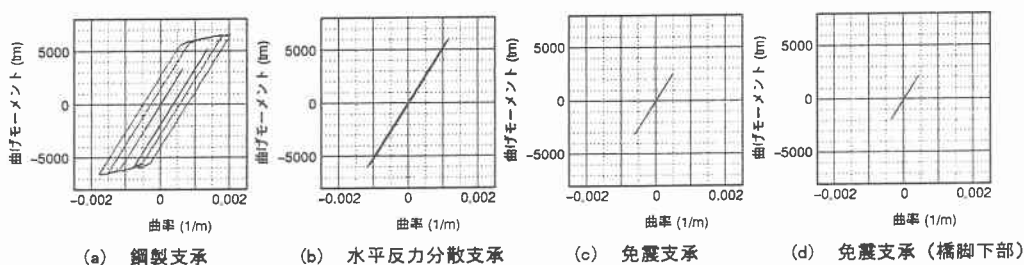


図-5 中央橋脚下端の曲げモーメントー曲率関係

4-5. 支承部の水平力と変位

同様に釧路沖地震を入力地震波とした場合の支承部における水平力ー変位関係を図-6に示す。ここでいう支承の変位とは、支承上下での相対変位を指す。上段は中央橋脚の支承部、下段は左側橋脚の支承部における水平力ー変位関係である。左側橋脚の鋼製支承（可動支承）や水平反力分散支承において、移動制限装置に衝突した後、非常に大きな水平力を生じている。免震支承においては履歴ループを描き、エネルギー吸収がなされていることがわかる。また、支承部における水平変位は他の支承よりも大きくなっている。

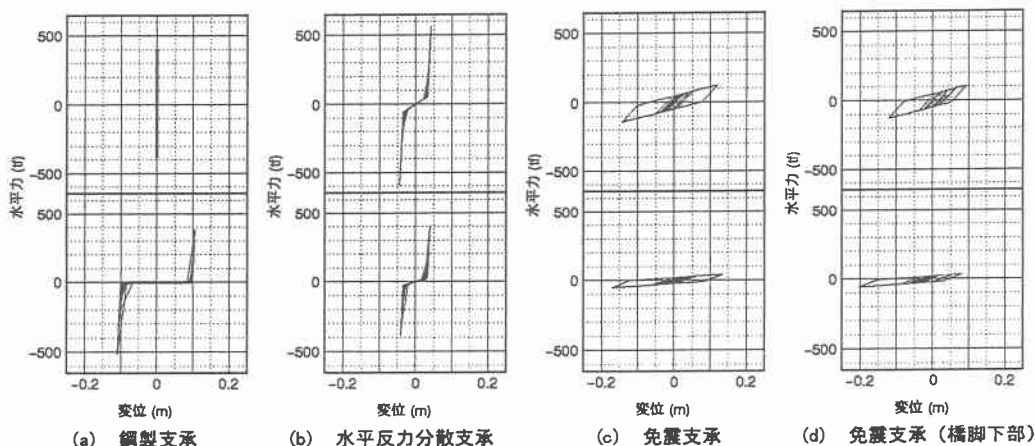


図-6 支承部の水平力ー変位関係（上段：中央橋脚／下段：左側橋脚）

5. あとがき

本研究では、2径間連続高架橋の大地震時挙動を、支承条件を変化させた場合について比較検討を行った。その結果、鋼製支承を用いた場合、橋脚下端において塑性化していることが確認され、橋脚の塑性化を抑制するのに水平反力分散支承や免震支承を用いることは有効な手段であり、特に免震支承はエネルギー吸収能力も備えていることから有効であることが確認された。免震支承を橋脚下部に設置した場合には、橋脚上部に免震支承を設置した場合よりも、支承部の応答変位が小さくなる傾向が見られた。

最後に、この研究を行うに当たり、宇都宮大学工学部の中島章典教授、北海道大学工学部の大嶽敦郎君に、多大な協力を得たことに対し、感謝の意を表す。

（参考文献）

- 1) 鋼構造委員会鋼構造的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会論文集，No. 489/I-27，pp. 1-16，1994. 4
- 2) 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. 11
- 3) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992. 10