

## I - B115

## 支承部の違いによる高架橋の大地震時非線形挙動

北海道 正 会 員 棕 平 剛 史  
 宇都宮大学工学部 フェロー 中 島 章 典

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 大 嶽 敦 郎

## 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および復旧仕様の解説(案)」<sup>1)</sup>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。規模の大きい地震が作用し、構造部材が非線形領域に入っても適切な靱性を保つことで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。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有限変位時刻歴応答解析によって検討する。支承部には、①鋼製支承、②水平反力分散支承、③免震支承、④橋脚下部に免震支承を設置する新しい構造形式を考え、支承部の違いによる地震応答特性について比較検討を行う。

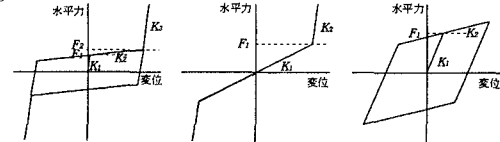
## 2. 解析モデル

## 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<sup>2)</sup>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。上部構造は鋼主桁4本とRC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、P<sub>2</sub>橋脚の断面幅を2m、板厚を0.05m、P<sub>1</sub>およびP<sub>3</sub>橋脚の断面幅を2m、板厚を0.025mとした。

## 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P<sub>2</sub>橋脚を固定支承、P<sub>1</sub>およびP<sub>3</sub>橋脚を可動支承とする。可動支承は鉛直反力によって摩擦を生じ、最大摩擦力を越えたと滑り始め、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。③免震支承(図-2(c))は鉛プラグ入り積層ゴム支承とし、水平力-変位関係はバイリニア型と仮定する。また設計便覧等をもとに算出した支承部の諸元を表-1に示す。



(a) 鋼製支承(可動) (b) 水平反力分散支承 (c) 免震支承  
 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              |                                    |
|-----------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-------------------|------------------------------------|
|                       | P <sub>2</sub> 橋脚     | P <sub>1</sub> , P <sub>3</sub> 橋脚 | P <sub>2</sub> 橋脚     | P <sub>1</sub> , P <sub>3</sub> 橋脚 | P <sub>2</sub> 橋脚 | P <sub>1</sub> , P <sub>3</sub> 橋脚 |
| K <sub>1</sub> (tf/m) | 1.8 × 10 <sup>8</sup> | 5.0 × 10 <sup>3</sup>              | 1625                  | 740                                | 2959.48           | 1025.12                            |
| K <sub>2</sub> (tf/m) | -                     | 1.0                                | 6.0 × 10 <sup>4</sup> | 6.0 × 10 <sup>4</sup>              | 660.17            | 170.53                             |
| K <sub>3</sub> (tf/m) | -                     | 6.0 × 10 <sup>4</sup>              | -                     | -                                  | -                 | -                                  |
| F <sub>1</sub> (tf)   | -                     | 5.625                              | 55.25                 | 25.16                              | 58.04             | 25.27                              |
| F <sub>2</sub> (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 $\beta$ 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。桁や橋脚に用いる鋼材は応力-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 $2.1 \times 10^4$  tf/m<sup>2</sup>、降伏応力を2400 kgf/cm<sup>2</sup>、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

動的応答解析に用いる入力地震波の一例として、図-3に示す大楽毛橋観測の釧路沖地震(橋軸方向成分)を取り上げる。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。

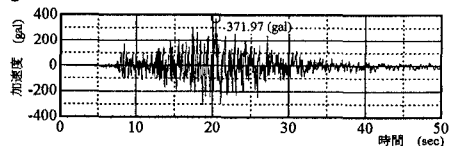


図-3 釧路沖地震(大楽毛橋、橋軸方向)

keywords: 弾塑性有限変位解析、時刻歴応答解析、高架橋、免震支承

〒060 札幌市北区北13条西8丁目 北海道大学工学部土木工学科橋梁学講座 TEL (011)706-6172

#### 4-2. 固有振動数

各タイプの支承を設置した構造系の固有振動解析を行った結果、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1.135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示す。

表-2 固有周期、固有振動数

|            | 固有周期<br>(sec) | 固有振動数<br>(Hz) |
|------------|---------------|---------------|
| ラーメン構造     | 0.514         | 1.946         |
| 鋼製支承       | 1.135         | 0.881         |
| 水平反力分散支承   | 1.187         | 0.842         |
| 免震支承       | 1.595         | 0.627         |
| 免震支承(橋脚下部) | 1.773         | 0.564         |

#### 4-3. 最大応答変位

最大応答変位を表-3に示す。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。

表-3 最大応答変位（単位:m）

|            | 支承上部  | 支承下部  |
|------------|-------|-------|
| 鋼製支承       | 0.195 | 0.195 |
| 水平反力分散支承   | 0.181 | 0.144 |
| 免震支承       | 0.210 | 0.077 |
|            | 橋脚上部  | 支承上部  |
| 免震支承(橋脚下部) | 0.208 | 0.122 |

#### 4-4. 中央橋脚下端の曲げモーメントと曲率

曲げモーメント-曲率関係を図-4に示す。図-4(a)、(b)、(c)はP<sub>2</sub>橋脚下端（節点番号1）、図-4(d)はP<sub>2</sub>橋脚上端（節点番号7）の曲げモーメント-曲率関係である。鋼製支承を設置した高架橋は橋脚下端において塑性域に達しており、水平反力分散支承を設置した場合には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。

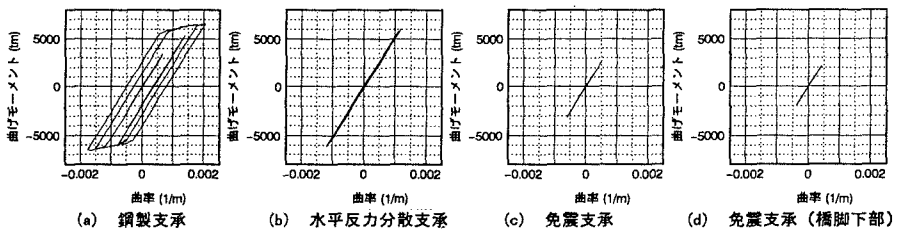
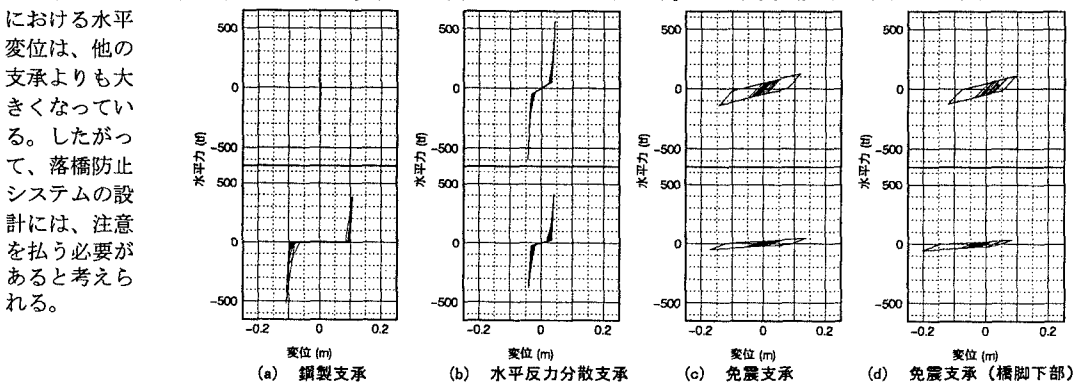


図-4 中央橋脚下端の曲げモーメント-曲率関係

#### 4-5. 支承部の水平力と変位

支承部における水平力-変位関係を図-5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P<sub>2</sub>橋脚の支承部、下段はP<sub>1</sub>橋脚の支承部における水平力-変位関係である。P<sub>1</sub>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、免震支承を設置した場合の支承部における水平

図-5 支承部の水平力-変位関係（上段：P<sub>2</sub>橋脚／下段：P<sub>1</sub>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することが確認された。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用であると考えられる。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。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説（案），1995.6
- 2) 大嶽敦郎・中島章典：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，第1部(B)，pp.598-599，1996.9