

免震支承のハードニングを考慮した 曲線格子高架橋の3次元非線形地震応答解析

Seismic Response Analysis of Curved grillage girder Viaduct with Base Isolation System

北海道大学大学院工学研究科 フェロー 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 阿部 健次 (Kenji Abe)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 ダニエル ルイス (Daniel Ruiz)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 小川 伸也 (Shinya Ogawa)

1. まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震では、多くの橋梁構造物が被害を受け、橋脚や支承、桁に多くの損傷が見られた¹⁾。この地震のようなレベル規模の地震が起きた場合、個々の部材耐力のみで抵抗するには物理的、経済的に限界がある。その後改訂された道路橋示方書の耐震設計編²⁾に記述されているように、高架橋全体を上部構造、支承として橋脚の各構造要素を1つの構造物として捉え、高架橋構造物の全体系が大地震を受けた場合の動的挙動を調べる必要がある。

支承部は高架橋の上部構造の荷重を下部構造に伝える重要な部材である。免震性能向上として最近では免震支承が数多く普及している。ゴム材料を用いた免震支承は、せん断変形を生じるが大変形領域になると、せん断変形の剛性値が急激に大きくなる現象、すなわちハードニング現象が発生する。これまでは免震支承の復元特性はハードニングを考慮しないバイリニア型モデルで動的解析がされてきた。しかし、最近、ハードニングの履歴特性が明らかにされ、レベル地震動に対する高架橋では免震支承のハードニングを考慮した動的解析する必要がある^{3),4)}。また、支承部の損傷には桁に作用する大きな水平力が原因となったものが多いが、上部構造と下部構造とが分離し、支承が切断されたと考えられる現象も観察されている。大地震時には水平方向の揺れとともに、上下方向の揺れも大きく、上部構造と下部構造を繋ぐ支承部には大きな鉛直力が働くものと考えられる。特に、曲線高架橋は上部構造が曲線であり、3次元的な広がりを持つ構造物であることから、地震時の挙動は非常に複雑になると考えられる。

そこで本研究では、免震支承を有する3径間連続曲線高架橋を3次元立体骨組構造にモデル化し、幾何学非線形性と材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて免震支承のハードニング現象の有無が曲線高架橋動的応答性状に及ぼす影響、また支承部鉛直方向での荷重伝達について比較検討する。

具体的には上部構造の応答変位、支承部の水平力と鉛直力、橋脚基部の曲げモーメントなどに着目して、その動的な非線形挙動について考察する。

2. 対象とした曲線高架橋

2.1. 橋梁概要

対象とした橋梁は図-1のような3径間連続鋼製曲線高

架橋とし、上部構造は曲率半径100m、強長120m(3@40m)幅員5.8m、総重量約8.82MNの鋼箱桁を使用する。橋脚は震度法および許容応力度設計法に基づき設計を行い、断面幅2.4m、板厚0.05mの正方形箱型断面の鋼製橋脚を採用し、橋脚高さは20mとする。橋脚の配置方向は各橋脚とも支承の配置方向を考慮して、支承方向と同様とした。橋脚の基礎は十分に剛である場合を考え固定とした。支承形式は免震支承とし、アイソレーターとダンパーが一体となった鉛プラグ入り積層ゴムタイプの免震支承(LRB)が各橋脚上に各3つ設置されている。

2.2. 解析モデル

解析モデルは図-2のようなモデルとし、全体座標系(X-Y-Z)を図-2のように設定する。上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化し、上部構造は62要素に、橋脚を7要素に分割する。さらに、それぞれの要素を断面方向に24分割、部材軸方向に5分割するファイバー要素を用いる。また、使用する鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニアにモデル化し、降伏応力235MPa、弾性係数200GPa、弾性域のひずみ硬化を0.01とする。構造減衰は質量比例型を仮定し、1次の水平固有振動モードに対する減衰定数 $\eta=5\%$ を基準とする⁵⁾。免震支承は水平ばねと鉛直ばねに置換した。水平2方向に関してはハードニング効果の有無に応じた非線形のばね要素特性を設定した。支承の配置方向については図-3に示すように曲線桁の接線方向に支承を配置し、支承の接線方向をx軸、その直角方向をy軸とする局所座標系(x-y座標系)を設定する。また、各橋脚上の内側の支承をI(inner)、中間の支承をM(middle)、外側の

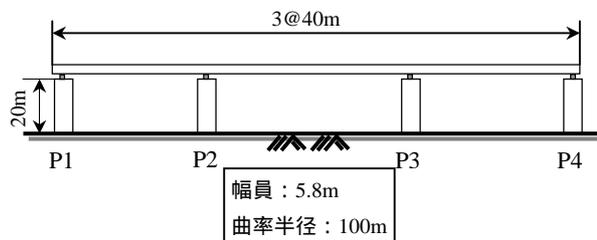


図-1 3径間連続曲線高架橋

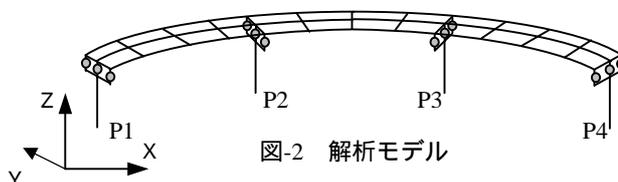


図-2 解析モデル

の支承を O(out)とする。まず、ハードニング特性を考慮しないバイリニアモデルは図-4(a)のようになる。1次剛性と2次剛性の比は、一般に使われている 6.5:1 とした。次にハードニングを考慮したトリリニア型モデルは図-4(b)のようになる。ハードニング特性が生じない領域については簡易的にバイリニア型モデルとし、ハードニングの開始変位については 0.2m とした。ハードニング現象を表現するため、3次勾配を設けた。過去の実験結果を参考にして値を設定し、3次剛性と等価剛性の比を 2.59:1 とした。またハードニング発生時の除荷勾配については1次勾配と同一とした⁶⁾。鉛直方向に関しては、地震時に加わる鉛直力を検討するため十分に大きいばね定数を設定した。

バイリニア型、トリリニア型両モデルともに x, y 方向に免震機能を持たせ、復元特性は同じ値を用いた。また外側の橋脚である P1 と P4、内側の橋脚である P2 と P3 それぞれ同じ値を用いた。

3. 解析方法・入力地震波

本研究では材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮したはり柱要素の有限要素法と Newmark 法($\gamma = 0.25$)および修正 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組のための弾塑性有限変位動的応答解析法を3次元的に拡張した解析方法を用いる。入力地震波には兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の3成分を使用する。加速度波形の3成分を図-5に示す。地震波は橋軸方向に入力し動的解析を行う。

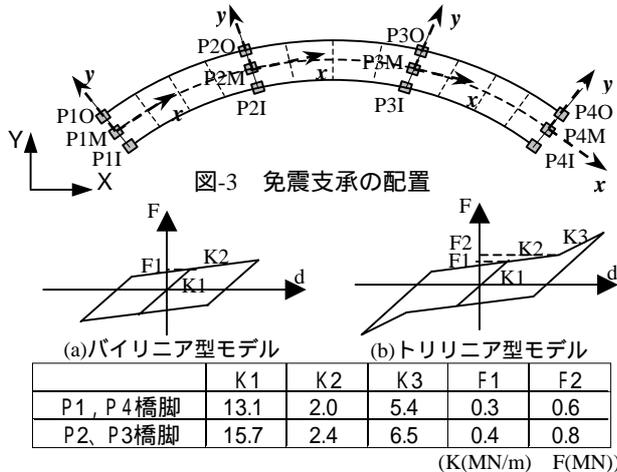


図-4 免震支承の非線形復元特性

4. 動的応答解析結果

4.1. 上部構造の応答変位軌跡

支承の上部に位置する上部構造時刻歴応答変位の軌跡を、図-6(a)にはバイリニア型モデル、図-6(b)にはトリリニア型モデルの場合を示す。縦軸は全体座標系の Y 方向変位 (m)、横軸は X 方向変位 (m) を表している。

バイリニア型モデル、トリリニア型モデルの両モデルともに、各橋脚上の外側(O)、中間(M)、内側(I)に設置された支承上部の上部構造の応答変位軌跡は、ほぼ同じような軌跡であることがわかる。これは、各上橋脚に設置した3つの免震支承の履歴特性を同一なものとしているためと考えられる。また、両モデルともに橋軸直角方向にも免震機能を持たせたため、水平2方向に関して自由に動くことができる。そのため、橋軸直角方向にも変位が生じ、全体座標系(X-Y)における 150°、30° を長軸として地震の特性に応答し、上部構造が一体となり楕円のような動きをしている。

各橋脚のバイリニア型モデルとトリリニア型モデルを比べると全橋脚において、ほぼ同じように変位軌跡が推移している。しかし、5~10%程ではあるが概ねハードニングを考慮したトリリニア型モデルの方が応答変位は小さい。これはトリリニア型モデルではハードニングを考慮することにより応答変位が抑えられたためと考えられる。ハードニングを考慮したトリリニア型モデルは、さらに大きく応答変位を抑える役割を果たすと考えるが、本解析結果では顕著に差は認められない。後述する、ハードニング効果により橋脚基部が塑性領域に到達するため、結果として変位が大きくなったためと考えられる。

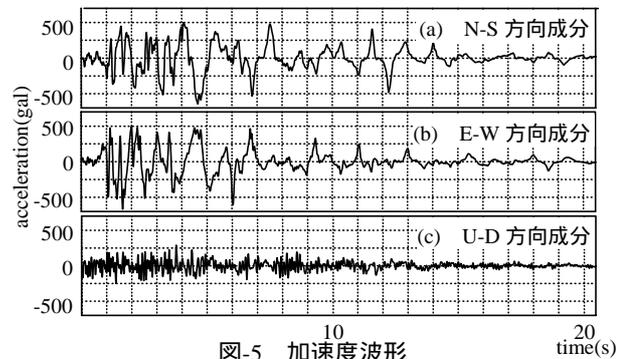


図-5 加速度波形

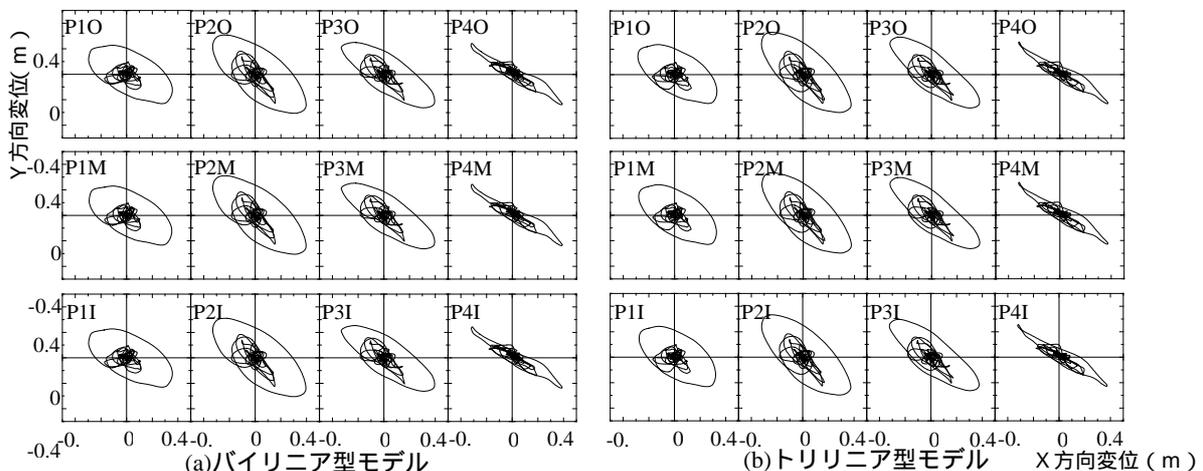


図-6 上部構造応答変位軌跡

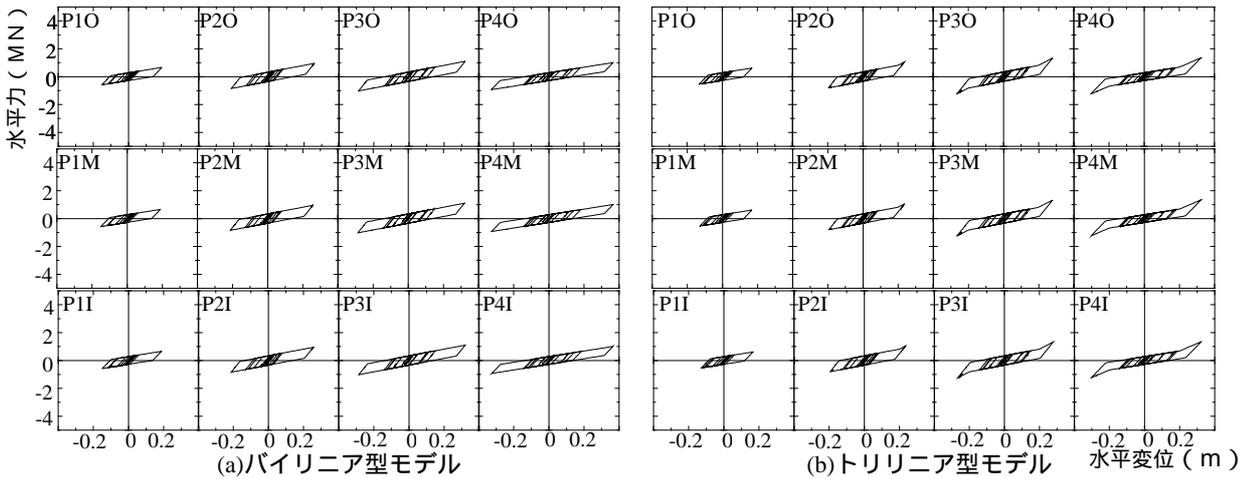


図-7 支承部の水平力 水平変位関係 (x 方向)

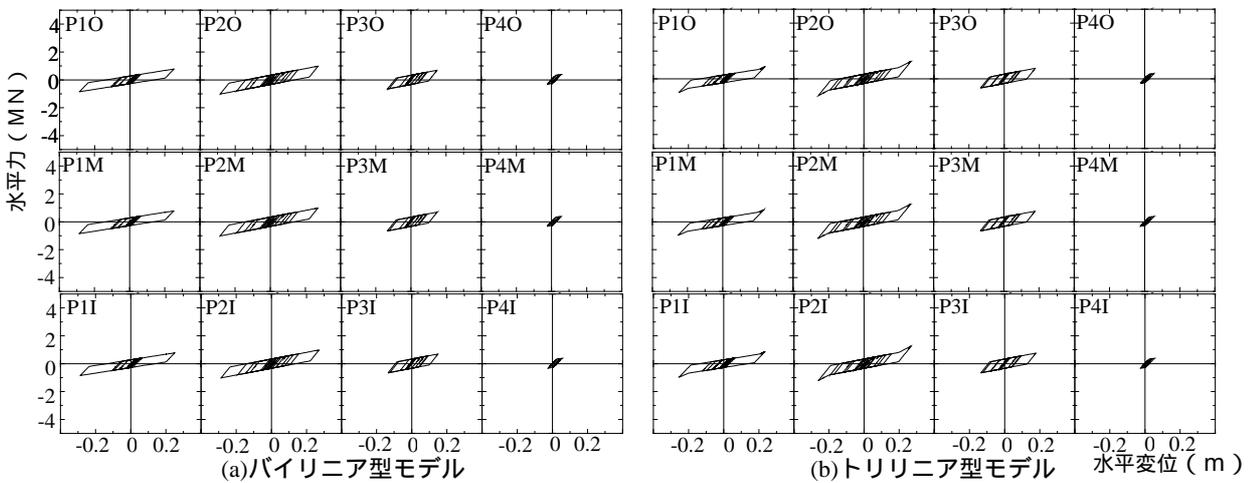


図-8 支承部の水平力 水平変位関係 (y 方向)

4.2. 支承部の水平力-水平変位関係

支承部の水平力 水平変位関係の x 方向におけるバイリニア型モデルとした場合を図-7(a)、トリリニア型モデルとした場合を図-7(b)に示し、 y 方向におけるバイリニア型モデルを図-8(a)、トリリニア型モデルとした場合を図-8(b)に示す。横軸は水平変位(m)、縦軸は水平力(MN)である。また、各橋脚上に設置された支承の橋軸方向を x 軸、橋軸直角方向を y 軸とする局所座標系を用いる。

両モデルの x 方向、 y 方向ともに、各橋脚上の外側(O)、中間(M)、内側(I)に設置された支承部の水平力 水平変位関係は、各橋脚における支承の配置位置に関係なく、概ね同じ履歴特性を示していることがわかる。また、モデル化した曲線高架橋の上部構造は地震時、楕円のように動くため、各橋脚に設定したの局所座標系の x 方向または y 方向と楕円の長軸が一致した場合に P4 橋脚 x 方向のように大きな応答を示し、楕円の短軸と一致した場合に P4 橋脚 y 方向のように小さな応答を示すと考えられる。

バイリニア型モデルとトリリニア型モデルを比較すると免震支承の水平力 水平変位関係の履歴特性が大きな値を示している時、顕著な差が生じ、バイリニア型モデルに比べてトリリニア型モデルでは水平力の増加と水平変

位の減少が確認できる。トリリニア型モデルではハードニング効果を考慮したことにより、免震支承がストッパーのような役割を果たし、水平力が増加し、水平変位が減少したためである。免震支承は本来、第3次の剛性であるハードニング現象が現れるので、大地震を想定した高架橋の設計には免震支承の履歴の変化に注意する必要があると考えられる。

4.3. 橋脚基部の曲げモーメント 曲率関係

橋脚基部における曲げモーメント 曲率関係の x 方向におけるバイリニア型モデルとした場合を図 9(a)、トリリニア型モデルとした場合を図 9(b)に示し、 y 方向におけるバイリニア型モデルを図 10(a)、トリリニア型モデルとした場合を図 10(b)に示す。横軸は曲率、縦軸は曲げモーメントを表している。また橋軸方向を x 軸、橋軸直角方向を y 軸とする局所座標系を用いる。

橋脚基部の曲げモーメントは支承部に作用する水平力と比例関係にある。トリリニア型モデルの方が水平力は大きいことから、全体的にトリリニア型モデルが大きな曲げモーメントの値を示し、P3 橋脚 x 方向では塑性領域に達していることがわかる。

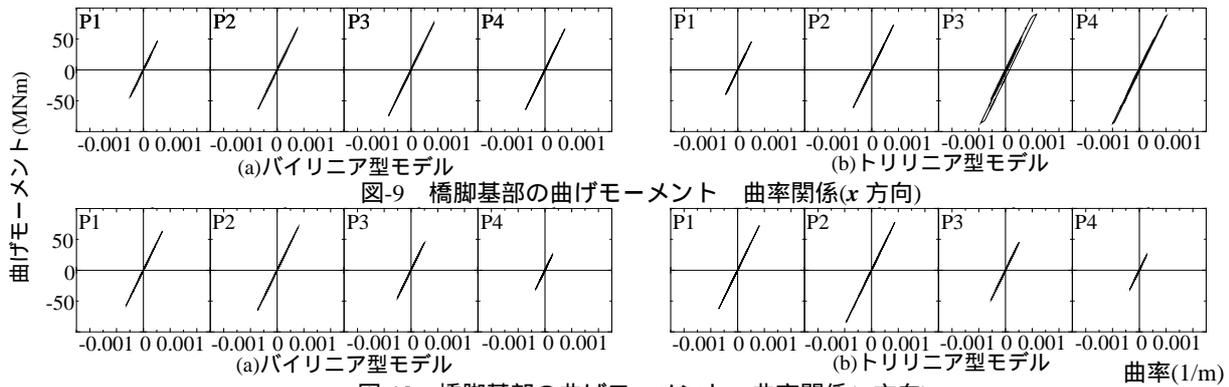


図-9 橋脚基部の曲げモーメント 曲率関係(x方向)

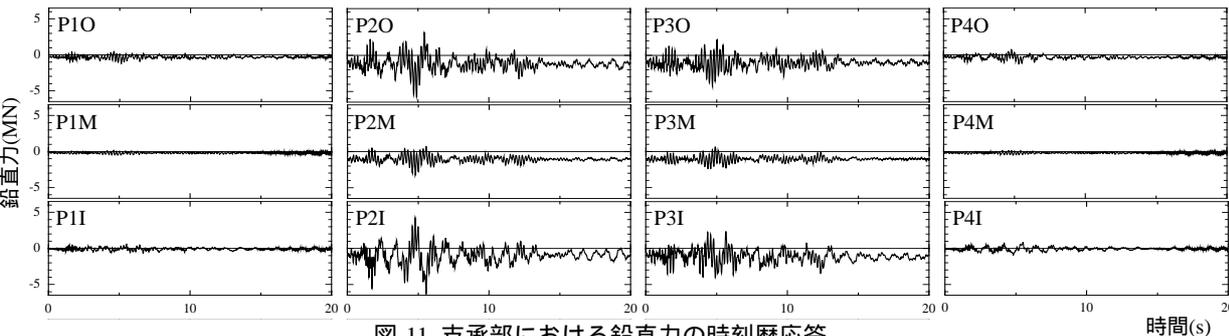


図-10 橋脚基部の曲げモーメント 曲率関係(y方向)

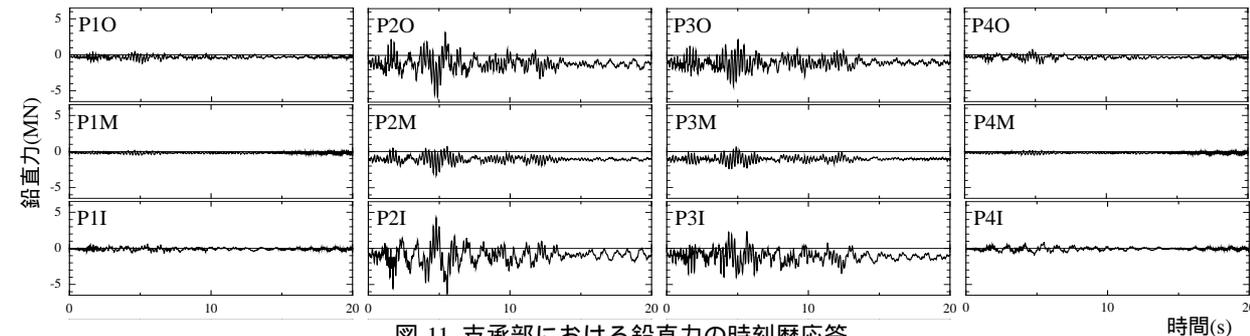


図-11 支承部における鉛直力の時刻歴応答

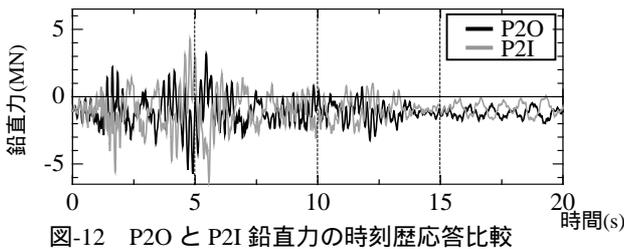


図-12 P2O と P2I 鉛直力の時刻歴応答比較

4.4. 支承部における鉛直力の時刻歴応答

支承部における鉛直力の時刻歴応答を図 11 に示す。横軸は時間(s)、縦軸は鉛直力(MN)であり、プラス側は引張、マイナス側は圧縮となっている。また図 12 には P2 橋脚の P2O と P2I を比較し、黒い線が P2O であり、薄い線が P2I である。本解析結果にはトリリニア型モデルの結果のみを示す。

各橋脚上の外側(O)、中間(M)、内側(I)に設置された支承部の鉛直力は、支承部の水平 2 方向の水平力とは違い、各支承位置により異なった応答を示していることがわかる。各橋脚の傾向としては外側(O)と内側(I)に設置した支承部に大きな鉛直力の応答がみられ、中間(M)に設置した支承部では最大値において 1/3 程度の鉛直力しか働いていないことがわかる。特に P1、P4 橋脚に比べ、上部構造の重量が大きく加わる P2、P3 橋脚では地震時に非常に大きな鉛直力が働くことがわかる。

図 12 において P2O と P2I の鉛直力を比較すると、鉛直力の引張力と圧縮力が交互に発生し、地震時に地盤の基礎に生じるロッキング振動のような鉛直力が生じていることがわかる。P2M の鉛直力はそれ程大きくないことから、P2M を中心として P2O と P2I が振動しているものと考えられる。また、鉛直力引張方向の最大値は約 4 MN、圧縮方向の最大値は約 6 MN という非常に大きな力が働

ており、免震支承、支承と上下部構造を連結するアンカーボルト等には非常に大きな引張力、圧縮力が働くものと考えられ、大地震時の支承部の損傷は水平力のみではなく、鉛直力によっても生じるものと考えられる。

5. あとがき

免震支承のハードニングの有無が曲線高架橋の非線形動的応答に与える影響を比較検討した。ハードニング現象により上部構造の水平変位が低減されるが、橋脚基部の曲げモーメントは増加することがわかった。大地震時には免震支承はハードニング現象が発生するため、設計時には注意する必要がある。また支承部の鉛直方向の反力には非常に大きな引張圧縮力が働くことがわかった。

今後は支承条件、地震波の入力方向などを変え、解析例を増やし地震時の動的応答について、さらに特性を把握する予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書 - 土木構造物の被害、橋梁 -、丸善、1992.12.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書 耐震設計編 2002
- 3) 足立幸郎ら：免震支承のハードニングに着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性に関する研究、構造工学論文集 Vol.47A, pp.905-916,2001.3.
- 4) 森下宣明ら：都市内高架橋に用いる支承の動的特性実験とその応用、橋梁と基礎、pp.39-46、2002.3.
- 5) 林川俊郎：橋梁工学 朝倉書店 2000.4.
- 6) 足立幸郎ら：免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響、第 4 回地震時保有水平耐力法の基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.455-462,2002.12.