

I - 29

レベル2地震動を受ける立体高架橋の非線形応答性状

北海道大学大学院 フェロー 林川 俊郎
 北海道大学大学院 学生員 大嶽 敦郎
 宇都宮大学工学部 正会員 中島 章典

1. はじめに

先の兵庫県南部地震では数多くの土木構造物が甚大な被害を受けた。特に、橋梁構造物の橋脚に関してはRC橋脚ばかりでなく鋼製橋脚にも甚大な被害が見受けられた。地震時の動的挙動が問題とされる高架橋に対して、地震動は水平2方向および上下方向の3成分を有するので、支承部など弱点となりやすい部分については、その3次元的挙動が問題となる。したがって、高架橋全体の耐震性を向上させるためには、その立体的な非線形挙動を捉える必要がある。

そこで本研究では、高架橋を立体骨組にモデル化し、支承条件を考慮した曲線高架橋全体系が大きな地震動を受ける場合の動的挙動を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行うことによって、立体的な観点から考察を行うものである。

2. 解析モデル

本研究は、高架橋全体構造の動的非線形挙動を明らかにすることを目的としているため、上部構造、支承および橋脚の相互作用を考慮できる最も基本的な解析モデルとして2径間連続曲線高架橋を対象とした。

2.1 上部構造・下部構造

曲線高架橋は構造的に3次元的な広がりを持ち、支承条件が高架橋全体系の挙動へ複雑に影響すると考えられる。ここでは図1に示すような解析モデルを用いることとする。上部構造は支間長 40m、鋼主桁4本とコンクリート床版から構成される総重量約600tfの合成桁として断面を設定した。解析に際してはこれを断面2次モーメントと総重量が等価な鋼断面に換算し、そりねじりの影響を受けないものとしている。

曲率半径は 100mと 200mの場合について比較した。支承配置の影響を比較するため、鋼製支承の配置方向については、図2に示すように曲線桁の接線方向に可動支承を設置する場合と、温度変化に伴う曲線桁の伸び変形を放射方向に許すように可動支承を設置する場合の2通りを考える。また、鋼製橋脚の配置方向については中央、右側橋脚とも支承の設置スペースを考慮して、支承方向と同様とした。表1にその値を示す。

各橋脚は高さ 20mの正方形箱形断面を有する等断面鋼製橋脚とした。橋脚断面は震度法(設計水平震度 0.2)と許容応力度法により概略設計し、幅 2.4m、厚さ 50mmとした^{1,2,3)}。橋脚の基礎は十分剛である場合を考え固定とした。橋脚の設計条件は、実際には支承条件によって異なるが、本研究では、支承条件の差違が高架橋全体系に及ぼす影響に着目するため、同じ断面諸元の橋脚を用いることとする。

2.2 支承条件

高架橋全体系モデルの支承は、水平2方向、鉛直方向、回転3方向のばね要素にモデル化し、水平2方向(橋軸、橋軸直角方向)には支承条件に応じて非線形のばね特性を導入し

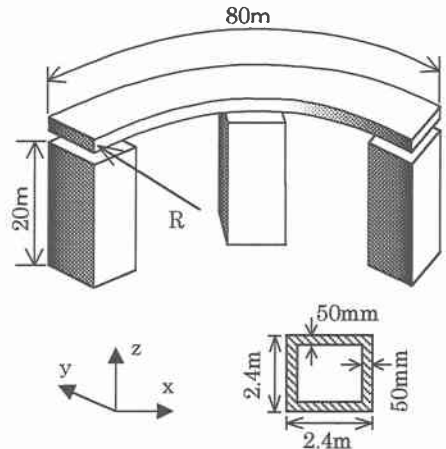


図1 2径間連続曲線高架橋

Nonlinear Behavior of Space Viaduct System under Level-2 Earthquake Ground Motions

by Tshiro Hayashikawa, Atsuo Otake and Akinori Nakajima

た。これに対して、鉛直ばねは鉛直方向の剛な結合条件を表すために十分大きなばね定数を設定し、回転3方向ばねには、ヒンジの条件を満たすように十分小さなばね定数を設定した。

(1) 基本モデル

左側橋脚上を鋼製固定支承，中央，右側橋脚上を鋼製可動支承とした場合を基本モデルとする。この場合，可動支承は橋軸方向に上部構造による水平地震力を橋脚にまったく伝達しないものとし，橋軸直角方向にはそれぞれ固定の条件を満たすように設定した。

(2) 摩擦と移動制限装置の影響を考慮した鋼製支承モデル

基本モデルの鋼製可動支承に対して，摩擦と移動制限装置の影響を考慮した場合を鋼製支承モデルと呼ぶ。この可動支承を表すばねの水平力-水平変位関係は，図3，4のように設定した。K₁は，支点反力による摩擦力が最大摩擦力以下の状態での剛性であり，5000tf/mとした。K₂は，支承部に作用する水平力が最大摩擦力よりも大きくなって，支承が滑る状態を表す剛性であり，1.0tf/mを仮定した。K₃は，支承の変位が移動制限量に到達した後に，上部構造が橋脚と一体となって挙動することを表す剛性であり，比較的大きな値を仮定した。F₁は支点反力に摩擦係数0.05を乗じた最大摩擦力(=11.5tf)，F₂は，支承の水平変位が移動制限量に到達するときの水平力であり，仮定した移動制限量10cmより算出した。なお，固定支承は図5のようにモデル化している。

(3) 免震支承モデル

すべての支承を鉛プラグ入り積層ゴムタイプの免震支承とし，水平ばねの水平力-水平変位関係を図6のようなバイリニア型に設定した場合を免震支承モデルとする。道路橋の免震設計法マニュアル(案)など^{3,4)}を参考に，震度法および地震時保有水平耐力レベルでの設計荷重と設計変位からそれぞれの特性値を決定した。左側橋脚および中央，右側橋脚の支承モデルに対して，K₁は1625および421tf/m，K₂は586および163tf/m，Fは，106および36tfとした。また，橋軸直角方向にもこの特性を導入した場合を両方向免震支承モデルとして，橋軸方向を免震支承，橋軸直角方向を固定支承とした場合の片方向免震支承モデルと比較を行った。両方向免震支承モデルは橋軸，橋軸直角方向ともに同じ特性値を設定している。

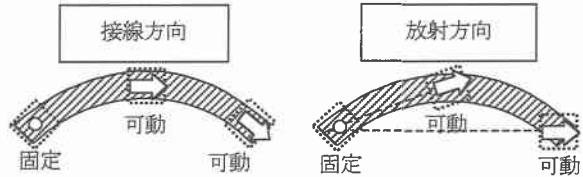


図2 支承配置方向

表1 支承，橋脚回転角

曲率半径	方向	左側橋脚	中央橋脚	右側橋脚
R=100m	接線	22.918°	0°	-22.918°
	放射	22.918°	11.459°	0°
R=200m	接線	11.459°	0°	-11.459°
	放射	11.459°	5.730°	0°

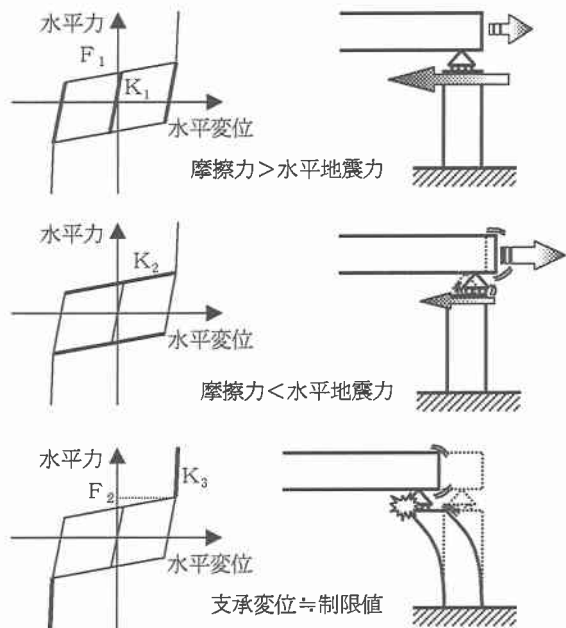


図3 可動支承イメージ

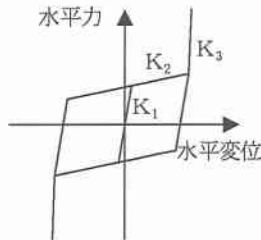


図4 可動支承モデル

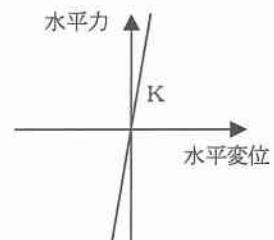


図5 固定支承モデル

2.3 解析方法

ここで採用した弾塑性動的応答解析法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり柱要素の有限要素法とニューマークβ法($\beta=0.25$)および修正ニュートンラフソン法を併用した平面骨組のための有限変位動的応答解析法を立体構造に拡張した方法である。ここでは部材の面内、面外曲げ

変形それぞれについて材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した接線剛性マトリクスを作成し、ねじり変形は線形であるとした立体骨組の時刻歴応答解析を行った⁹⁾。弾塑性有限変位解析に際しては、鋼材の応力-ひずみ関係を図7に示すようなバイリニア型に理想化し、降伏応力度を 24000tf/m^2 、弾性係数 $2.1 \times 10^7\text{tf/m}^2$ 、塑性域のひずみ硬化を0.01としている。また、構造減衰としては、質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h=5\%$ を基準とした。動的解析に用いた入力地震波は兵庫県南部地震J R鷹取駅記録である。

3. 解析結果

3.1 固有振動解析

動的応答解析に先立って、支承モデルを導入した高架橋全体系の固有振動解析を行った。免震支承モデルにおいては免震支承の顕著な挙動を把握するために、保有水平耐力レベルにおける等価剛性を用いた。固有振動解析で求めた固有周期を表2に示す。なお、L1、H1、V1はそれぞれ橋軸方向1次、橋軸直角方向1次、鉛直方向1次の固有振動モードに対応している。各モデルとも、曲率半径によらず接線方向と放射方向では固有周期の値が比較的近いことがわかる。

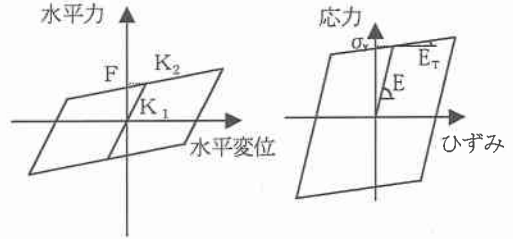


図6 免震支承モデル 図7 応力-ひずみ関係

表2 固有振動解析結果(sec)

曲率半径	配置方向	mode	基本	片免震	両免震
R=100m	接線方向	L1	1.0284	1.5871	1.6890
		H1	0.6531	0.6580	2.0493
		V1	0.3776	0.3776	0.3776
	放射方向	L1	1.0598	1.6357	1.6890
		H1	0.6503	0.6502	2.0493
		V1	0.3776	0.3776	0.3776
R=200m	接線方向	L1	1.0123	1.6628	1.6885
		H1	0.6561	0.6570	2.0411
		V1	0.3670	0.3670	0.3670
	放射方向	L1	1.0205	1.6857	1.6885
		H1	0.6555	0.6591	2.0411
		V1	0.3670	0.3670	0.3670

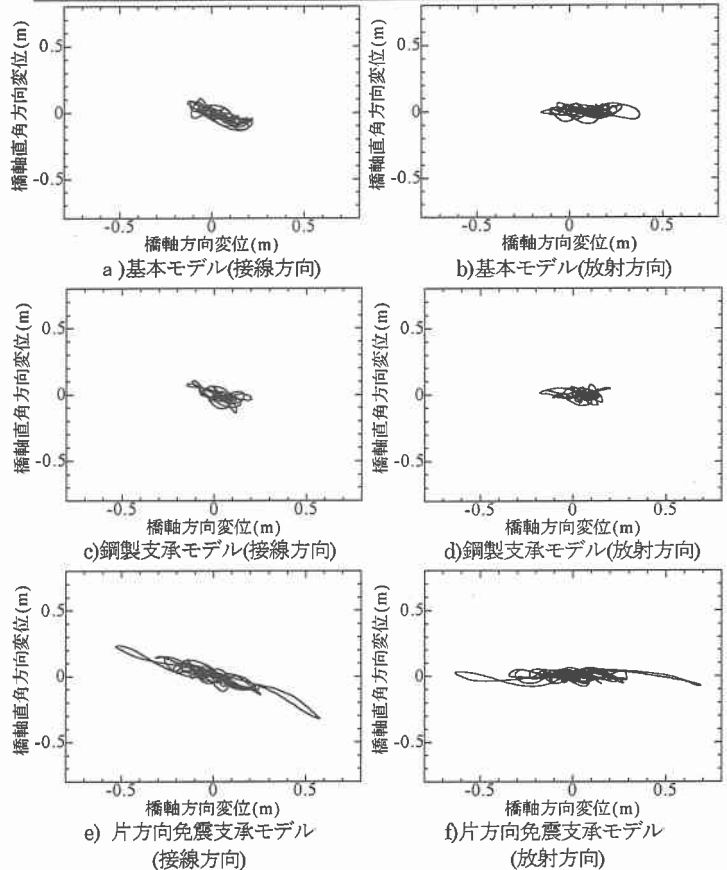


図8 上部構造の応答変位(続く)

3.2 動的応答解析

以下には、支承モデルを導入した高架橋全体系の動的応答解析結果を示す。

3.2.1 上部構造の応答変位

動的応答解析によって得られた曲線高架橋モデル(R=100m)の上部構造右端における応答変位の軌跡を図8に示す。縦軸は橋軸直角方向変位、横軸は橋軸方向変位である。左側は支承の配置方向が接線方向、右側は放射方向の軌跡である。

基本モデルの応答に比べて、鋼製支承モデルの応答は移動制限の影響によって軌跡が小さくなっていることがわかる。また、免震支承モデルの応答は軌跡が大きくなっているが、特に両方向免震支承モデルの場合は、橋軸直角方向変位が大きく、伸縮装置の破損などが懸念される。両方向免震支承モデルの場合を除き、それぞれの応答は支承配置の方向が支配的であり、変位の大きさに関しては接線、放射方向の影響が大きく現れないことがわかった。

3.2.2 右側橋脚上の支承の水平力-水平変位関係

曲線高架橋モデル(R=100m)の右側橋脚上に設置される支承の水平力-水平変位関係を図9に示す。縦軸は水平力、横軸は水平変位である。左側は接線方向、右側は放射方向のそれぞれの応答である。

いずれの場合も設定した復元力特性通りの応答を示しているが、鋼製支承モデルは接線、放射方向ともに大きな水平力が作用し、移動制限装置の設計荷重を大きく上回ると考えられる。また、基本モデルと免震支承モデルは放射方向の場合において接線方向の場合よりも変位が大きくなることわかる。特に放射方向に配置した場合の免震支承は水平変位が他の場合よりもかなり大きくなる。

3.2.3 左側橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係

動的応答解析によって得られた曲線高架橋モデルの左側橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係(橋軸方向)

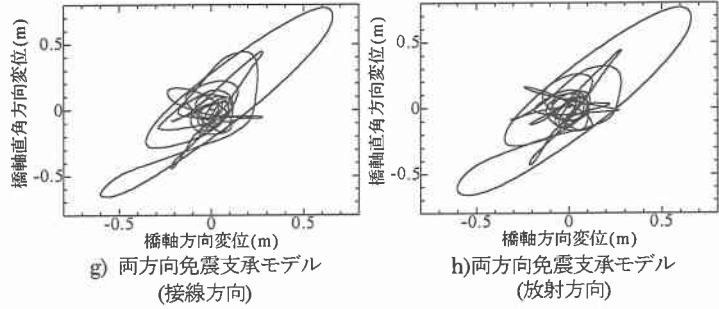


図8 上部構造の応答変位

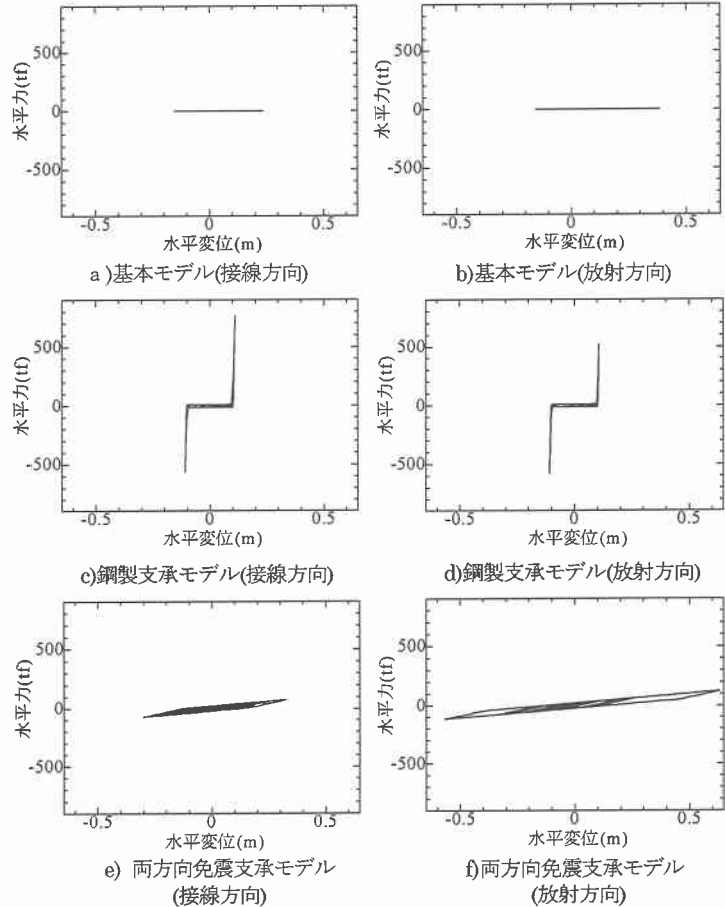


図9 支承部の水平力-水平変位関係

を図10～12に示す。縦軸は曲げモーメント、横軸は曲率である。左側は接線方向、右側は放射方向のそれぞれの応答である。

基本モデルの曲げモーメントー曲率関係(図10)は左側橋脚に地震力が集中するため、大きな履歴ループを描く。R=100mの場合においては接線方向の方が履歴ループは小さいが、これは上部構造の水平地震力が各方向に分散されるためである。これに対してR=200mの場合は両者とも履歴ループの大きさがほとんど変わらず、放射方向の場合においては曲率半径の影響がほとんどないことがわかる。これは放射方向の場合は水平力が各方向に分散されないためであると考えられる。

鋼製支承モデルの曲げモーメントー曲率関係(図11)は摩擦や移動制限装置の影響で中央、右側橋脚に水平力が伝達されるため、左側橋脚に伝達される水平力が低減し、履歴ループが小さくなる。しかしながら、曲率半径、支承配置方向での差がほとんど見られず、特にR=100m、接線方向の場合においては中央、右側橋脚に水平力が伝達されているにもかかわらず、履歴ループの大きさはあまり変わらない。

両方向免震支承モデルの曲げモーメントー曲率関係(図12)は支承部のエネルギー吸収によって、橋脚に作用する地震力が低減され弾性範囲内の応答を示している。基本モデルと同様に、免震支承モデルの場合においても曲率半径、支承配置方向での差はほとんど見られない。

4. おわりに

本研究では2径間連続曲線高架橋を対象とし、鋼製支承や免震支承を摩擦や移動制限装置の影響などを

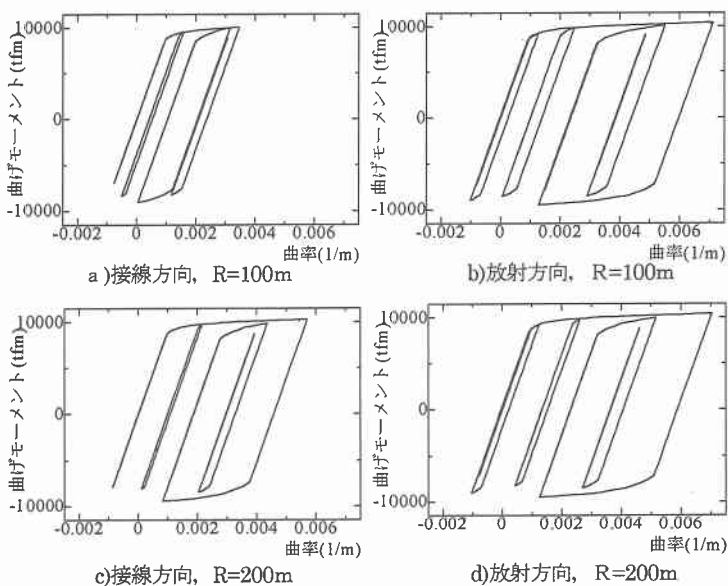


図10 基本モデルの曲げモーメントー曲率関係(橋軸方向)

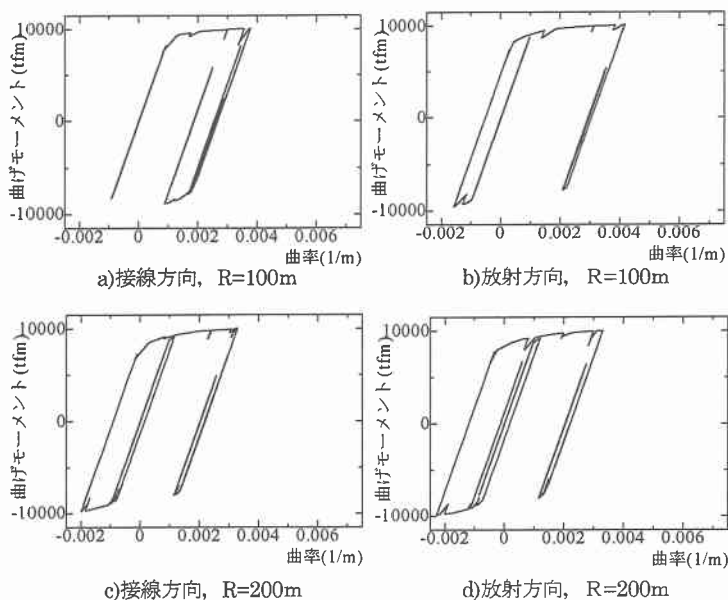


図11 鋼製支承モデルの曲げモーメントー曲率関係(橋軸方向)

考慮した非線形ばねにモデル化し、その支承条件と配置方向が高架橋全体系の動的非線形挙動に与える影響について比較検討した。

その結果、曲線高架橋においては支承条件、支承配置等によって挙動が大きく変化することがわかった。鋼製可動支承に摩擦と移動制限装置の影響を考慮しない場合は、曲率半径、支承配置によって全体的な挙動が変化し、特に放射方向に可動支承を設置した場合は、曲率半径に関係なく直線高架橋に近い挙動を示すことがわかった。また、摩擦と移動制限装置の影響を考慮

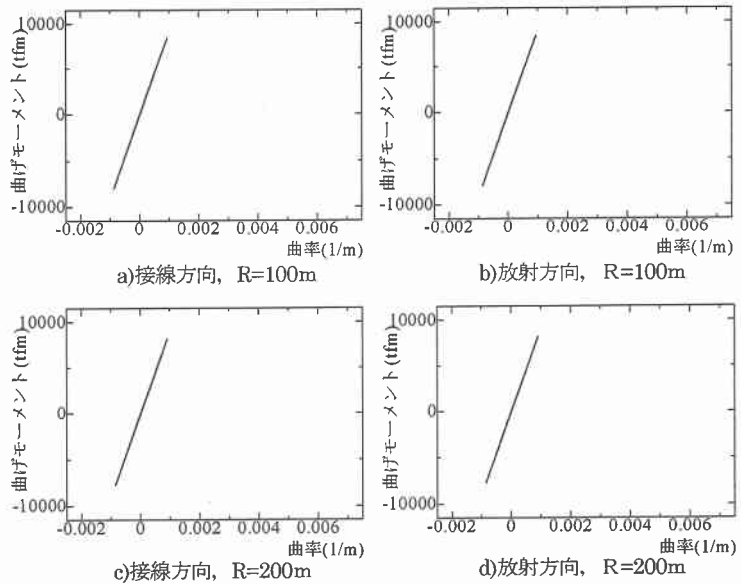


図 12 両方向免震支承モデルの曲げモーメントー曲率関係(橋軸方向)

した場合は、支承部に予想外の水平力が作用し、全体的な挙動が変化することがわかった。しかしながら、可動支承を接線方向に配置した場合において、固定支承を有する橋脚に作用する地震力が低減されない可能性もある。したがって、移動制限装置等の設計荷重を適切に設定する必要がある。さらに、免震支承はエネルギー吸収能力を備えていることから橋脚の設計の観点からは最も有利であることがわかった。ただし、橋軸、橋軸直角両方向に免震支承の特性を導入した場合は、橋軸直角方向の変位が大きくなり、伸縮装置の挙動が問題になると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，1996. 12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996. 12.
- 3) 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.
- 4) 土木研究センター：道路橋の免震設計マニュアル(案)，1992. 10.
- 5) 林川俊郎・大嶽敦郎・平沢秀之・佐藤浩一：三成分地震波入力による鋼製橋脚の非線形挙動，土木学会北海道支部論文報告集，第 53 号(A)，pp. 102-105，1997. 2.
- 6) 渡邊英一・杉浦邦征・北根安雄：地震時における橋梁構造物の 3 次元的挙動，構造工学論文集，Vol. 43A，pp. 897-906，1997. 3.
- 7) 金子啓・勝川藤太：高架橋の橋軸直角方向の地震力分担に関する一考察，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996. 1.
- 8) 永田和寿・渡邊英一・杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，Vol. 42A，pp. 593-302，1996. 3.
- 9) 北根安雄・渡邊英一・杉浦邦征・宇都宮智昭・堀江佳平：立体骨組解析における支承に着目した高架橋の耐震性評価，土木学会第 51 回年次学術講演会概要集，1996. 9.