

可動支承の移動量を考慮した曲線格子高架橋の地震応答解析

Seismic Response Analysis of Curved Highway Viaducts with Limited Movement of Roller Bearings

北海道大学工学部 ○学生員 飯島 翔一 (Shoichi Iijima)
 北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学大学院工学研究科 正員 松本 高志 (Takashi Matsumoto)
 北海道大学大学院工学研究科 正員 何 興文 (Xing wen He)

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震では、高速道路や新幹線、さらに地下鉄や港湾などの公共都市施設に多くの被害が発生した。特に、高架橋で数多くの被害が発生した。橋梁の被害は、支承や橋脚などの地震力が集中する個所での損傷、崩壊が原因となったものが多く、それらの被害にともなって、上部構造も著しい被害が生じた。鋼橋被害の例としては、支承の破損、桁の落橋、橋脚の座屈、地盤破壊による上部構造の崩壊などが挙げられる。そのため大幅に改訂された「道路橋示方書V耐震設計編」に記述されているように、上部構造・支承・橋脚を一つの構造システムとして捉えた橋梁全体系の大地震時動的挙動を調べる必要がある^{1), 2)}。つまり、先のような大規模地震動が作用したときに、支承部、橋脚および桁間連結板などの構成部材の損傷はある程度許すものの、高架橋全体系としての機能を保持することが重要である。また、複雑な路線線形をなすインターチェンジや湾岸高速道路、利用可能範囲に制限のある建設空間など直線高架橋の導入の難しい場所において曲線格子高架橋は非常に重要な存在となってくる。しかし、曲線格子高架橋は3次元的な広がりを持つ構造物であるため地震時の上部構造の複雑な回転挙動や、支承の損傷などにより過去の地震では深刻な損傷を受けた事例も少なくない³⁾。

そこで、本研究では3次元高架橋モデルを用いて非線形動的応答解析に基づき、曲線格子高架橋の巨大地震時における挙動を明らかにする。また、橋梁の実設計を意識し、鋼製可動支承に移動制限装置を設け、その移動量の違いや、連結部の桁の遊間量の違いを考慮し、その影響を比較検討する。

2. 解析モデル

本研究では、線格子高架橋の3次元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、支承部、橋脚の動的相互作用を考慮できる解析モデルとして図-1のような3径間連続桁と単径間のアプローチ桁から構成される曲線格子高架橋を対象とする。橋長は160m、橋脚間はそれぞれ40m、曲率半径は100mとする。また全体座標系(X-Y-Z座標系)も図-1に示すように設定する。

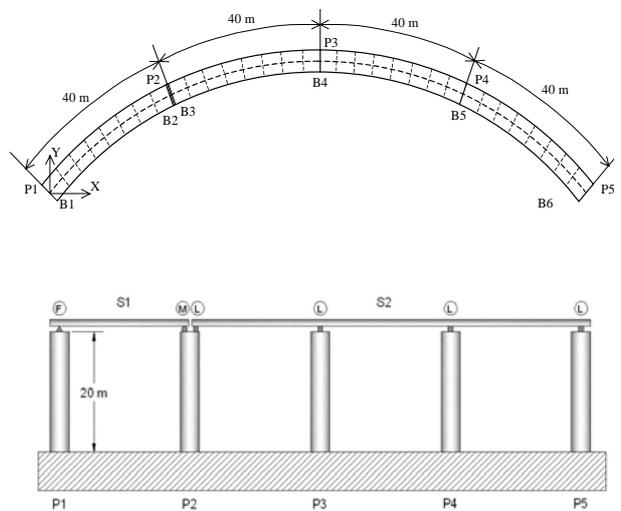


図-1 曲線高架橋

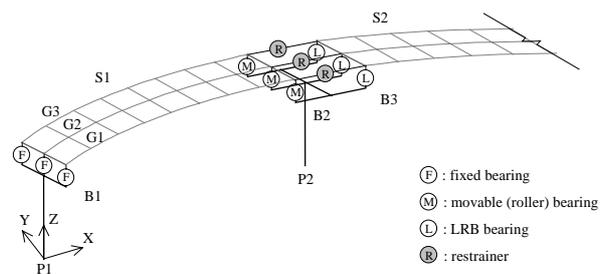


図-2 落橋防止構造の解析モデル

表-1 橋脚と主桁の断面諸元

	$A(m^2)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$ ⁽¹⁾
P1	0.4500	0.3798	0.3798
P2	0.4700	0.4329	0.4329
P3	0.4700	0.4329	0.4329
P4	0.4700	0.4329	0.4329
P5	0.4500	0.3798	0.3798
G1	0.2100	0.1005	0.0994
G2	0.4200	0.1609	0.2182
G3	0.2100	0.1005	0.0994

(1) G1,G2,G3の場合は I_y

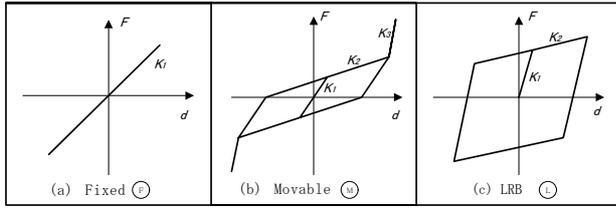


図-3 支承モデルの水平力-水平変位関係

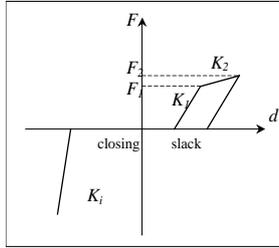


図-4 落橋防止構造の水平-水平変位関係

表-2 LRB 支承の諸元

	K_1 (MN/m)	K_2 (MN/m)	F_1 (MN)
P3, P4	49.00	4.90	0.490
P2, P5	36.75	3.68	0.368

2.1 上部構造・下部構造

上部構造はI形断面の3主桁形式(主桁間隔2.1m、対傾構間隔5.0m)で、解析に際してはこれを図-2に示すように、断面2次モーメントと総重量が等価な鋼断面に換算し、そりねじれの影響を受けないものとした。各橋脚は高さ20mの長方形箱型断面を有する鋼製橋脚とした。主桁および橋脚のモデルを表-1に示す。

2.2 支承条件

鋼製固定支承は、橋脚P1の上部、桁S1の左端に設置する。鋼製可動支承を鋼製ローラー支承として橋脚P2の上部、桁S1の右端に設置し、縦方向(接線方向)のみに動き制限装置によって移動が制限されているものとする。固定支承、ローラー支承のそれぞれの水平力-水平変位関係を図-3(a)、図-3(b)に示す。ローラー支承のばね係数 K_1 は支点反力による摩擦力が最大摩擦以下の状態の剛性であり、 K_2 は、支承部に作用する水平力が最大摩擦より大きくなって、支承が滑る状態を表す剛性であり、 K_3 は移動制限装置に衝突後、橋脚と一体になって挙動する状態の剛性を表している⁴⁾。本研究では移動制限量を1cm、5cm、10cm、15cm、 ∞ の5種類を対象とする。

また、桁S2を支える橋脚P2、P3、P4、P5の上部には、鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)支承を設置する。LRB支承は設置、取り替えが簡単で地震動を受けた際、上部構造に伝わる揺れを減衰させることができる。また、挿入された鉛プラグの高い減衰により、交通振動や暴風などに対する揺れは防ぐ働きがある。図-3(c)、表-2にLRB支承の水平力-水平変位関係、特性を示す。 K_1 はゴムと鉛プラグが一体となっている状態の剛性で、 K_2 はゴムの

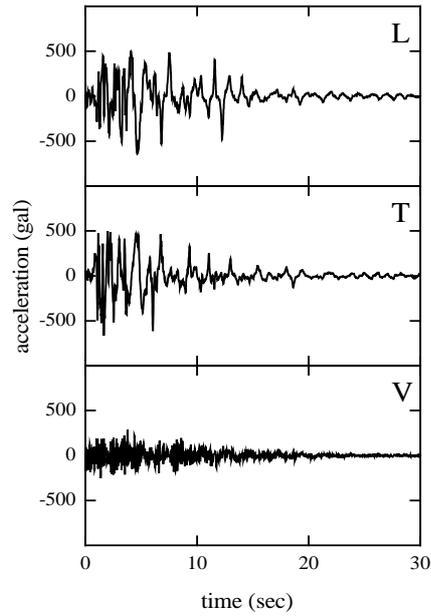


図-5 入力地震波 鷹取駅

剛性、 F_1 は鉛プラグの降伏力を表す。また荷重配分比 $F_1/W=0.1$ 、剛比 $K_1/K_2=10.0$ である。

2.3 落橋防止構造のモデル

落橋防止構造は、下部構造や支承を破壊し、上下部構造間に桁かかり長を超えるような変位が生じないようにするために桁端部に設ける。落橋防止構造は上部構造と下部構造を連結する場合、上部構造および下部構造に突起を設ける場合と2連の上部構造を相互に連結する場合がある。本研究では、2連の上部構造を相互に3本のPC鋼材(PCケーブル)で連結する。図-4に落橋防止構造の水平力-水平変位関係を示す。地震時の桁間における衝突は衝突ばねによってモデル化することでばね係数 $K_i=980.0$ MN/mとした。桁の遊間量は0.05mと0.10mの2種類を設定した。PCケーブルの遊びは0.075mとする。弾性範囲内のばね係数は K_1 、降伏時のばね係数は $K_2(K_2=0.05 \cdot K_1)$ である。 F_1 は降伏力で、 F_2 は極限力を表す。

3. 解析方法

本研究では、まず弾塑性有限変位動的応答解析法を採用した。Newmark β 法($\beta=0.25$)および修正Newton-Raphson法を併用し、平面骨組のための有限変位的応答解析法を3次元立体骨組構造に拡張したものである^{5),6)}。本研究では、鋼製橋脚を有する曲線格子高架橋を対象とし、上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化する。146要素に分割し、それぞれの要素を断面方向に24分割、部材軸方向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型にモデル化し、降伏応力235.4MPa、弾性係数200GP、塑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 $h=2\%$ を基準とする。入力地震波は兵庫県南部地震のJR鷹取駅の記録を

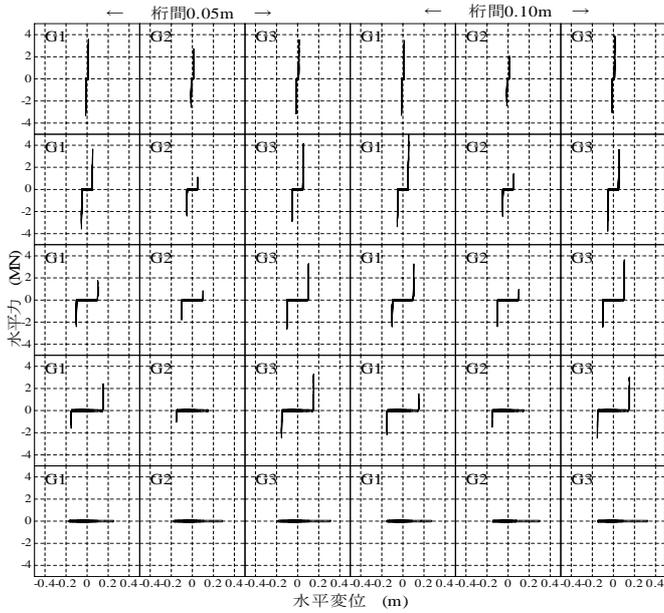


図-6 可動支承の x 方向の水平力-水平変位関係

使用し、図-5 示す。これを橋脚基部の水平 2 方向、上下方向に作用させて、曲線格子高架橋全体系の地震応答解析を行った⁷⁾。

4. 解析結果

4.1 可動支承の応答

可動支承の応答について、各主桁に配置された支承の x 方向に作用する水平力と水平変位の関係を図-6 に示す。グラフの縦軸は水平力(MN)、横軸は水平変位(m)を示し、左 3 列が桁の遊間量が 0.05m の場合で、右 3 列が桁の遊間量が 0.10m の場合を示し、上段から順に移動制限量 1cm、5cm、10cm、15cm、∞の場合となっている。

移動を制限した場合、変位が制限量に達すると変位は増加せず、水平力が大きく増加している。このことはローラー支承が移動制限装置に衝突し、移動が制限され、水平力が作用している状況を表し、支承モデルが再現できていることが理解できる。移動量を∞とし、制限しない場合は、衝突することなく、移動のみを行っていることがわかる。

また桁ごとに見てみると、中央の主桁に配置した支承は内側、外側に配置した支承に比べ、それほど水平力が作用していない。このことから、上部構造が左右に揺れる複雑な挙動を示していると考えられる。

また、制限量が増加し、自由にローラー支承が動けるにつれて、水平力が小さくなっている。制限量が 1cm の場合には、4MN 近い水平力が作用していて、固定支承モデルに近い形となっている。つまり、制限量を非常に小さくすることで、ヒンジ支承のような動的挙動となると考えられる。

4.2 橋脚基部の応答

橋脚基部の応答について、各橋脚基部に作用する y 軸まわりの曲げモーメントと曲率の関係を図-7、図-8 に示

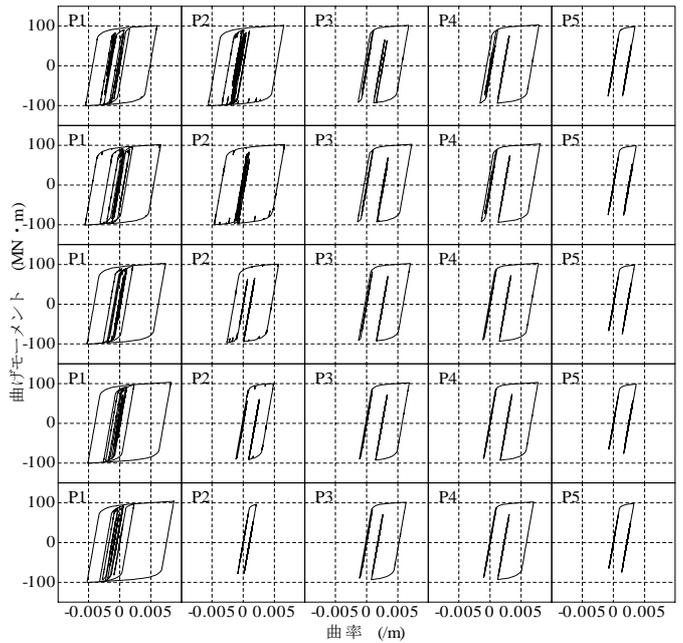


図-7 桁間 0.05m の曲げモーメント-曲率関係

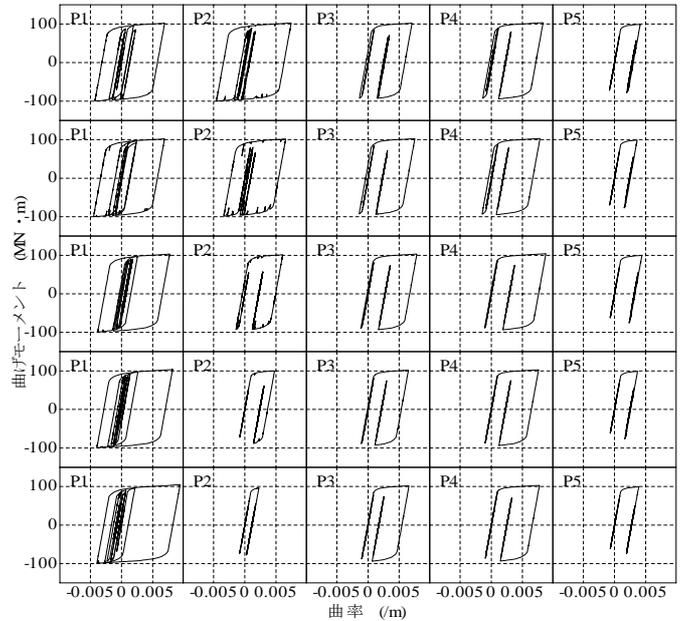


図-8 桁間 0.10m の曲げモーメント-曲率関係

す。グラフの縦軸は曲げモーメント(MN・m)、横軸は曲率(1/m)を示し、左から順に橋脚 P1、P2、P3、P4、P5 となっていて、また上段から順に移動制限量 1cm、5cm、10cm、15cm、∞の場合となっている。桁の遊間量が 0.05m の場合を図-7 に、0.10m の場合を図-8 に示している。

すべての場合、すべての橋脚に塑性変形が確認できる。特に P1 橋脚はすべての場合において大きな塑性ループとなっている。これは、P1 橋脚には鋼製固定支承を配置しているので、上部構造のエネルギーが吸収されず、直接的に橋脚基部の塑性化として応答が現れたものと考えられる。

また、P2 橋脚を見ると、移動制限量が大きくなるにつれて塑性化の割合が少なくなっている。これは、P2 橋脚

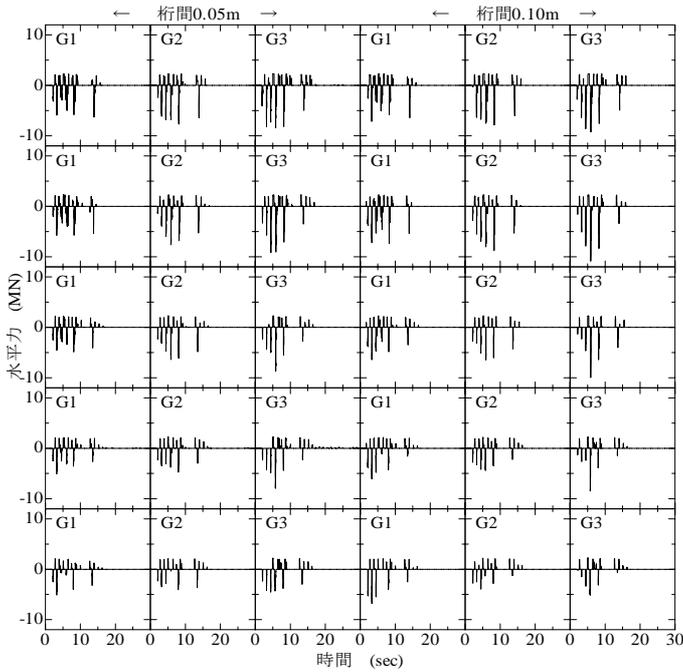


図-9 PC ケーブルの時刻歴応答水平力

に配置されたローラー支承の応答の制限量が小さくなるにつれてヒンジ支承に近くなるという結果から、ヒンジ支承に近くなるほど、上部構造のエネルギーが橋脚に伝達し、橋脚基部が損傷したと考えられる。

P3、P4 橋脚はほぼ同じ条件なので、同じ挙動を示していると考えられ、P5 橋脚は、上部構造の端部であり、P3、P4 橋脚に比べ、上部構造による荷重がおよそ半分であると考えられることができるため、損傷が小さくなったと考えられる。

4.3 連結部の桁同士の衝突

連結部における桁間衝突について、PC ケーブルに作用する水平力の時刻歴応答を図-9 に示す。グラフの縦軸は水平力(MN)、横軸は時間(sec)を示し、正の水平力が PC ケーブルにかかる引張力を、負の水平力が桁間衝突力を表している。左 3 列が桁の遊間量が 0.05m の場合で、右 3 列が桁の遊間量が 0.10m の場合を示し、上段から順に移動制限量 1cm、5cm、10cm、15cm、∞の場合となっている。

移動制限量が大きくなるにつれて、桁間衝突力が減少しているのがわかる。これは、移動量が大きい方が、桁同士が互いに反対方向へ衝突するのではなく、片側が追突するような挙動をしている可能性があり、結果として衝突力が減少したと考えられる。さらに、衝突の回数を見ても、移動量が大きくなるにつれて、少なくなる傾向が認められる。このことは、移動量が大きい方が、衝突を避けるような挙動をしているものと考えられる。

桁間が異なる場合を比較してみると、特に大きな違いは見られない。これは、桁の水平変位が大きく、0.05m と 0.10m 以上の水平移動が行われていると考えられる。その結果、桁の遊間量による影響を受けなかったと考えられる。

5. まとめ

本研究は、可動支承の移動量を考慮した高架橋モデルの地震応答解析において、移動制限量や桁の遊間量の違いによる影響を、可動支承の応答、橋脚基部の応答、連結部の桁同士の衝突について比較検討した。

(1) 可動支承の移動制限量が大きくなると、支承にかかる水平力が減少する。反対に、移動制限量が小さくなると、水平力が増加し、ヒンジ支承のような挙動となることが認められた。また、中桁(G2)に発生する水平力に比較して、内桁(G1)および外桁(G3)の水平力が大きい値を示し、上部構造が左右に揺れる複雑な挙動を示すことが考えられる。

(2) 移動制限量が増加すると、可動支承を配置している橋脚基部の塑性化が小さくなる。移動を制限しない場合が最も塑性化が小さいが、変位が大きくなることから、桁かかり長を十分に設ける必要がある。

(3) 移動制限量が増加すると、桁間衝突力、衝突回数ともに減少することから、桁端部の損傷の可能性が低くなるものと考えられる。

以上のことから、曲線格子高架橋において可動支承の移動量を考慮する場合は、その移動量を十分とることにより、大地震時の橋脚や桁端部の損傷を軽減することができるものと考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書説 V 耐震設計編、2002.
- 2) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉出版、2000.
- 3) 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、1995.12
- 4) Robinson, W. H., Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes. Earthquake Engineering Structures, Vol. 10, pp.593-604, 1982.
- 5) Daniel R. J. Hayashikawa T. and Obata, T. :Seismic performance of isolated curved highway viaducts equipped with unseating prevention cable restrainers, Journal of Construction Steel Research, Vol,63, pp.237-253, 2007.
- 6) Carlos M.G. Hayashikawa T. and Daniel R. J. : Curvature effect on seismic behavior of curved highway viaducts with cable restrainers, Journal of Structural Engineering, Vol. 54A, pp. 642-649, 2008
- 7) Daniel R.J. and Hayashikawa T. :Near-Fault Rupture-Directivity Effects on Orientation of 3D Simply Supported Highway Viaducts, Journal of Construction Steel, Vol.12
- 8) Carlos M.D. Hayashikawa T. and Daniel R. J. : Effects of curvature radius on nonlinear seismic response of curved highway viaducts equipped with unseating prevention cable restrainers, Journal of Construction Steel, Vol.12, pp.91-98, 2006