

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性状

Nonlinear Seismic Response Behavior of Curved Highway Viaducts with Limited Movement of Roller Bearings

北海道大学大学院工学院 ○学生員 飯島 翔一 (Shoichi Iijima)
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 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。そのために大幅に改訂された「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。そのため、兵庫県南部地震以降、免震支承が広く採用され、耐震性能向上を図ることが可能となった。しかし、既存の高架橋には鋼製支承が採用されているものが多くある。そのため、鋼製支承が橋梁全体系へ与える影響を検討することは重要となってくる。

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 次元のながりを有する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。鋼製可動支承には制限装置を設けた場合を想定しトリリニア型モデルとし、その制限量の組み合わせを考える。また、落橋防止構造の剛性の違いや、曲率半径、桁の遊間量なども変化させる。それらの組み合わせによって、橋梁全体系への影響がどう変化するのかを検討する。

2. 解析モデル

本研究では、曲線格子高架橋の 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、

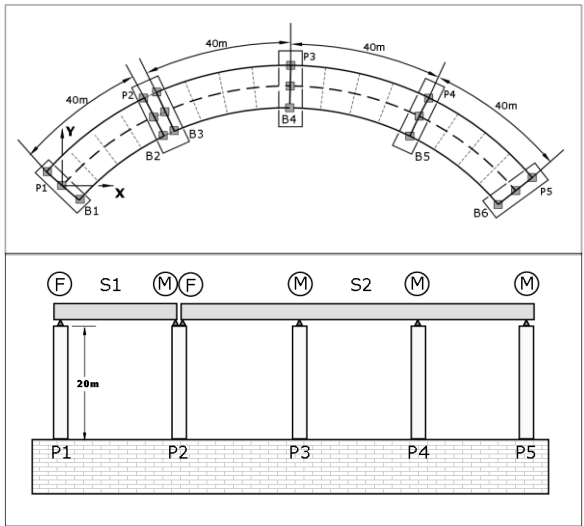


図-1 曲線格子高架橋

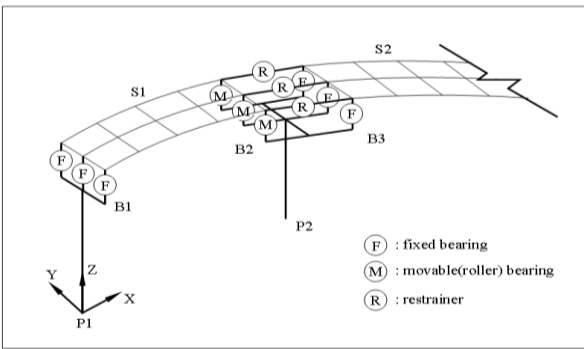


図-2 解析モデル

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_z

橋脚間はそれぞれ 40m、曲率半径は 100m(C100)と 800m(C800)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。

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。主桁および橋脚の断面諸元を表-1 に示す。

2.2 支承条件

鋼製支承には、固定支承と可動支承を用いる。鋼製可動支承は鋼製ローラー支承として、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)、(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力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力より大きくなり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 4cm から 1cm 刻みで 15cm までの 12 種類を対象とする。

それぞれの支承を図-1 のように配置し、順に B1~B6 と呼ぶ。支承の組み合わせを表-2 に示す。

2.3 落橋防止構造のモデル

本研究では、落橋防止構造として、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 $K_i = 980.0 \text{ MN/m}$ とした。PC ケーブルの遊びは 0.075m とし、桁の遊間量は 0.05m(cls5)と 0.1m(cls10)の 2 種類とする。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。本研究では 2 種類の PC ケーブル(R2、R6)を用意する。PC ケーブルの諸元を表-3 に示す。

3. 解析方法

本解析では、弾塑性有限変位動的応答解析を行う。幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮したはり柱要素の有限要素法である⁵⁾。対象の曲線格子高架橋の各部材をはり柱要素にモデル化し、橋脚の各要素をファイバー要素によって、断面方向と部材軸方向に分割している。橋脚の材料である鋼材の構成則をバイリニアモデルとする。構造減衰は質量比例型を仮定している。入力地震波は兵庫県南部地震の JR 鷹取駅の記録を用いる。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⁶⁾。

4. 解析結果

解析によって得られた高架橋の地震応答から、支承部、桁端部と橋脚に着目し、比較検討を行う。C100、C800 は曲率半径を、R2、R6 は落橋防止構造の種類を、cls5、cls10 は桁の遊間量を表し、それらの組み合わせにより、6 種のケースを設定し、C100R2-cls5 のように表示する。

4.1 支承の応答

支承の応答結果について、各移動制限量における支承の x 正方向に作用する最大水平力を図-5 に示す。グラフの縦軸は最大水平力(MN)、横軸は各支承を示し、それぞれ

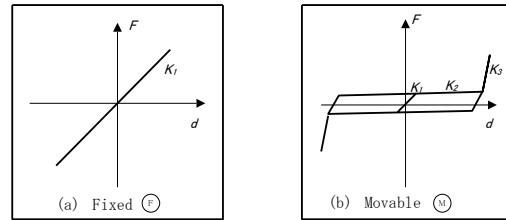


図-3 支承モデルの水平力-水平変位関係

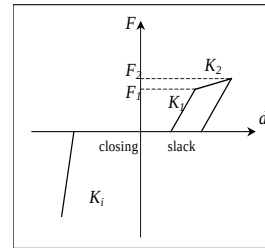


図-4 落橋防止構造の水平力-水平変位関係

表-2 支承の組み合わせ

	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Case1	固定	可動 (4cm)	固定	可動 (4cm)		
Case2	固定	可動 (5cm)	固定	可動 (5cm)		
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		
Case11	固定	可動 (14cm)	固定	可動 (14cm)		
Case12	固定	可動 (15cm)	固定	可動 (15cm)		

表-3 PC ケーブルの諸元

	E (GPa)	A (10 ⁻³ m ²)	L (m)	K1 (MN/m)	K2 (MN/m)	F1 (MN)	F2 (MN)
R2	200	1.324	1.630	162.442	8.122	1.938	2.280
R6	200	2.635	3.360	156.863	7.843	4.178	4.761

左から B1~B6 としている。

B2 の支承で、水平力が発生していない場合があるが、これは桁の遊間量が移動制限量よりも小さいため、桁同士の衝突がおき上部構造の変位が制限され、支承が制限装置には衝突しないことによるものである。反対に、桁の遊間量が移動制限量よりも大きい場合には、支承と制限装置の衝突がおきるため、水平力が発生する。そのため、桁間の衝突を防ぎたい場合や、衝突により上部構造の変位を制限することで耐震性能の向上が計れる場合などは支承の移動制限量と桁の遊間量の大小を考慮し決定すべきだと考えられる。

また、B3~B6 の支承では他と比べ、高い水平力が発生している。そのため、それらの支承に連結されている橋脚に、大きな影響を与えることが予測される。

4.2 桁間衝突力

最大の桁間衝突力と移動制限量の関係を図-6 に示す。グラフの縦軸は最大桁間衝突力(MN)を示し、横軸は移動制限量(cm)である。

前節でも述べたとおり、桁の遊間量と支承の移動制限量の大小によって、桁の衝突が制限されているため桁間衝突力が発生していない場合がある。

また、すべてのケースにおいて、支承の移動制限量が増加するにつれて、桁間衝突力も増加する傾向が見られ、

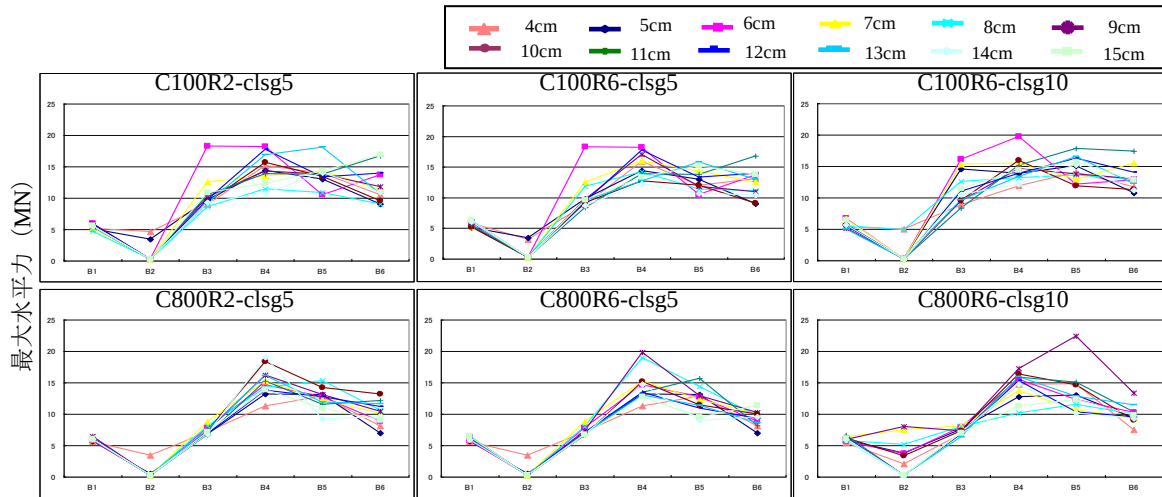


図-5 支承の応答

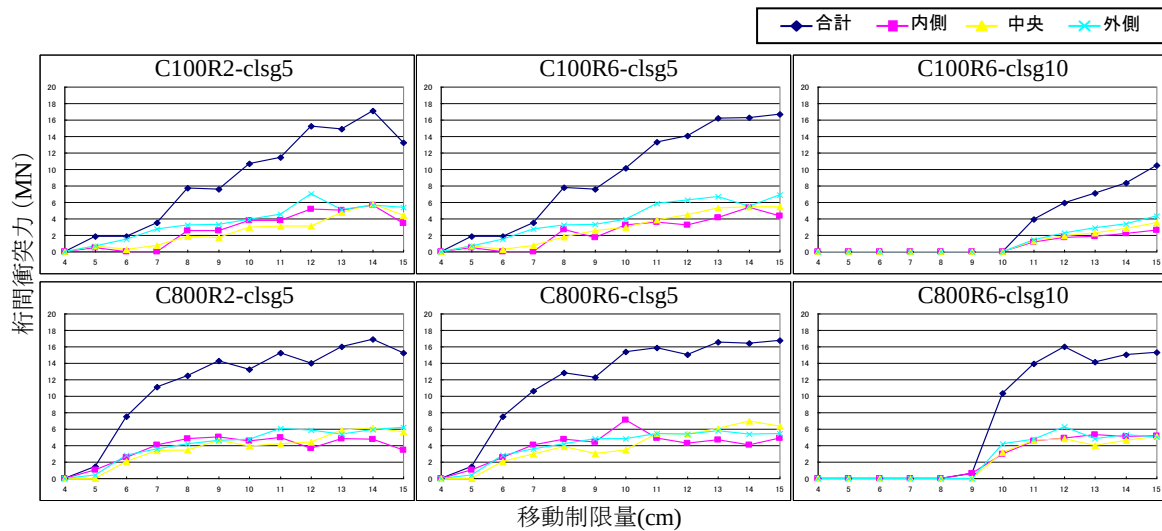


図-6 最大桁間衝突力

16～18MN まで増加する。しかし、同じ支承の移動制限
量に着目したとき、C100R6-clsg10 では、半分程度とな
っている。これは、後述するが、C800R6-clsg10 では、
桁間衝突が発生しない場合、橋脚の残留変位が設計の
許容値を超える値をとるため、桁間衝突が発生する
ときに急激な増加が見られるのに対し、C100R6-clsg10
では、残留変位は小さいため緩やかな増加になり、結果
として、桁間衝突に差が現れたと考えられる。

桁間衝突による桁端部の損傷および耐震性能の低下
を防ぐことは重要である。しかし、高い桁間衝突力が、必
ずしも応答性状に悪影響を及ぼすとは限らない可能性が
ある。そのため、明確な応答性状の把握は困難であるが、
ここでは、桁間衝突による大きな力が作用することは避
けるべき事象であると考え、桁間衝突力が大きくなるよ
うな大きい移動制限量は選択すべきではないとした。

4.3 橋脚の残留変位

橋脚の残留変位と移動制限量の関係を図-7、図-8 に示
す。図-7 は x 方向の残留変位、図-8 は y 方向の残留変位
についての結果である。グラフの縦軸は残留変位(m)、横
軸は移動制限量(cm)である。図中の赤線を、残留変位の
許容値 0.2m とする¹⁾。

図-7 の曲率半径 100m の場合(C100) を見ると、支承の
応答の結果において、B3～B6 の支承で大きな水平力が
発生していたため、それらの支承を連結している P2～P5
の橋脚で大きく残留変位が生じていることが分かる。

C100 を見ると、x、y 方向の残留変位はともに同程度
生じており、移動制限量によらず許容値内に収まってい
るのに対し、曲率半径 800m の場合(C800)、x 方向の残留
変位は大きく許容値を超えているが、y 方向の残留変位
はとても小さいことがわかる。このことから、曲率半径
の違いによる高架橋の全体構造の差が影響していると思
えられる。曲率半径が大きい場合には、橋軸方向への残
留変位が顕著となるが、曲率半径が小さい場合には、橋
軸方向、橋軸直角方向ともに残留変位が生じる。つまり、
曲率が緩やかで直線に近いほど大きな被害を受けやすい
と予測される。

図-7 の C800 を見ると、移動制限量 10cm 前後で大きな
グラフの変化が現れている。移動制限量が 6cm～10cm の
ときに大きく許容値を超えることが多く、移動制限量が
10cm 以上となると、許容値以下となる。図-8 の同じ部
分を見てみると、移動制限量が 6cm～10cm のときよりも
10cm 以上の方の方が、残留変位が大きいことがわかる。

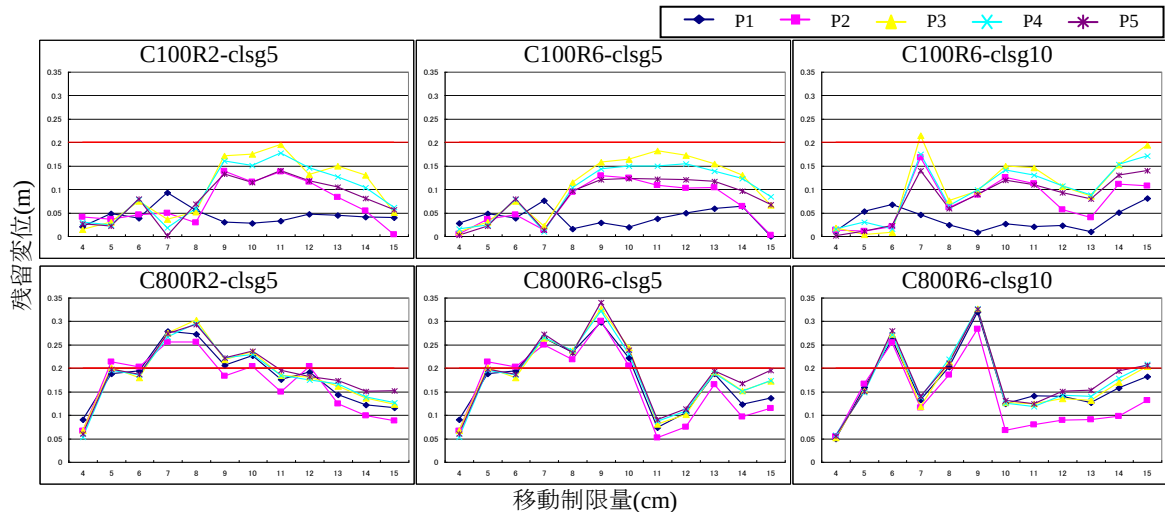


図-7 橋脚の残留変位 (x 方向)

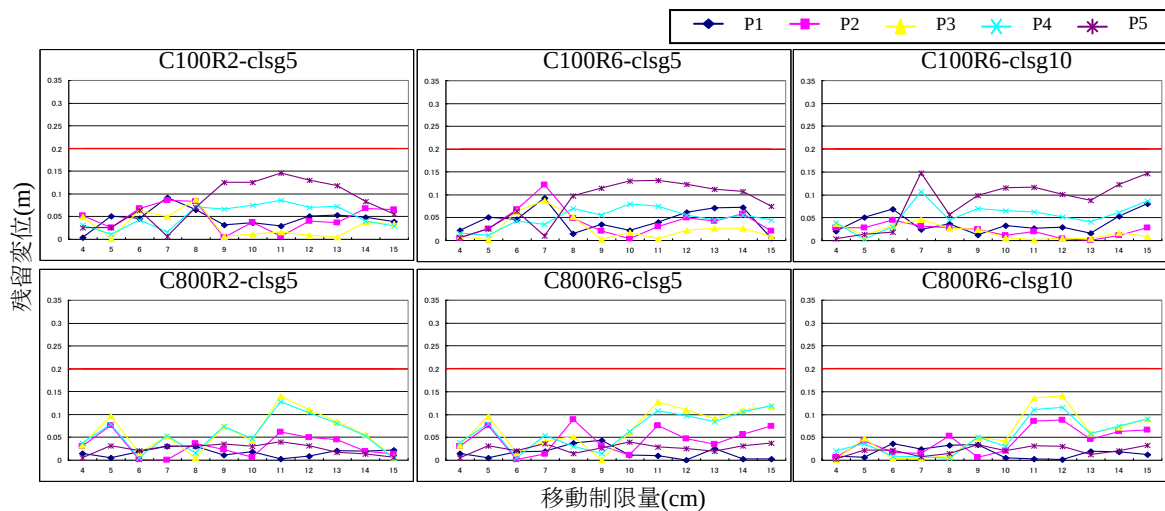


図-8 橋脚の残留変位 (y 方向)

5. あとがき

本研究は、鋼製可動支承に制限装置を設けた場合を考慮した高架橋モデルの地震応答解析において、桁の遊間量、落橋防止構造の剛性、曲率半径の組み合わせを変えた上で、鋼製可動支承の移動制限量の違いによって橋梁全体系にどのような影響を及ぼすかについて検討した。

解析結果のうち、支承の応答について着目すると、移動制限量と桁の遊間量の大小により、支承の制限装置への衝突および作用する水平力が変化する。

桁同士の衝突については、移動制限量が大きくなるにつれて、桁間衝突力が増加することがわかった。

橋脚の残留変位は、曲率半径の違いにより大きく影響を受ける。特に、曲率半径 800m の場合、移動制限量が 6cm～10cm で、残留変位が大きな許容値を超えた。

落橋防止構造の剛性の変化による応答性状への影響は見られなかった。

以上のことから、鋼製可動支承の移動制限量、曲率半径、桁の遊間量の違いによって、地震応答性状が変化すると言える。その中で、移動制限量が小さい場合に、良好な応答性状が得られると考えられる。

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) 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
- 6) 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