

3 本主桁を有する曲線格子高架橋の大地震時非線形応答

Nonlinear dynamic response of curved viaduct system with three main girders under level earthquakes

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 学生員 中井 仁太郎 (Yoshitaro Nakai)

1. まえがき

支承部の損傷は、大きな水平力によって生じる桁の慣性力が原因になることが多いが、1995年に発生した兵庫県南部地震のようなレベル 規模の大地震では、鋼製支承の浮き上がり防止装置が切断された例もある¹⁾。つまり、上部構造と下部構造が分離し、支承が切断するという現象から、支承部には鉛直方向にも大きな力が作用していると考えられる。そのため、支承部の水平方向とともに鉛直方向についての応答性状について調べる必要があると思われる。また、兵庫県南部地震後では、橋梁構造物にエネルギー吸収性能を有した免震支承が数多く採用されているが、水平力低減についての研究が中心で、鉛直方向については未解明な点が多い。

一般に、橋梁構造物を設計する際、直線高架橋では地震波を橋軸方向に作用させた平面的な動的応答解析で、ほぼ正確な地震時の挙動を把握することが可能である。しかし、曲線高架橋は上部構造が曲線であり、3次元的な広がりを有する構造であることから、地震時の挙動は非常に複雑になると考えられる。また、実際の曲線高架橋には横断勾配が数%設けられているが、曲線高架橋の動的応答解析をする際、横断勾配を考慮している研究は少ない。そのため、横断勾配による上部構造、支承部の外側(O)と内側(I)の挙動への影響を調べる必要がある。

そこで本研究では、3径間連続曲線格子高架橋を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動的解析を行う。まず第一に、支承部に鋼製支承、または免震支承を用いた場合の鉛直方向の応答に関する比較検討する。具体的には、支承部の時刻歴鉛直力応答と上部構造の時刻歴鉛直変位応答に着目する。

続いて、上部構造に6%の横断勾配を用いた場合と横断勾配が0%の場合の解析モデルを使用した動的応答の比較検討を行う。

2. 解析モデル

本研究は連続曲線格子高架橋の3次元非線形挙動について検討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径間連続曲線格子高架橋を対象とする。なお、全体座標系(X-Y-Z座標系)は図-2に示すように設定する。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、橋脚は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。図-3

にP1橋脚の解析モデルを示す。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 $h=5\%$ を基準とする。

2.1. 上部構造・下部構造

上部構造は曲率半径100m、橋長120m(3@40m)総重量約8.82MNの曲線格子桁を使用する。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の正方形箱形断面の鋼製橋脚を採用し、橋脚高さはすべて20mとする。橋脚の設計は支承条件を考慮して橋脚ごとに行うのが望ましいが、本研究では橋脚断面には全て同一の条件を設定した。また、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、支承方向と同様にし、橋脚の基部は十分に剛である場合を考え固定とした。

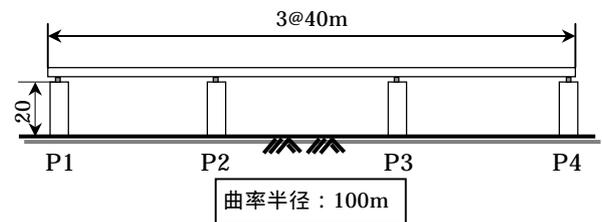


図-1 3径間連続曲線格子高架橋

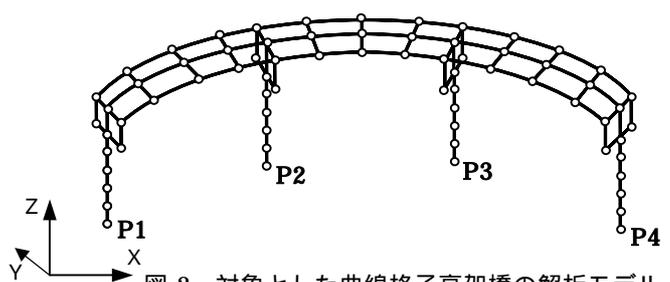


図-2 対象とした曲線格子高架橋の解析モデル

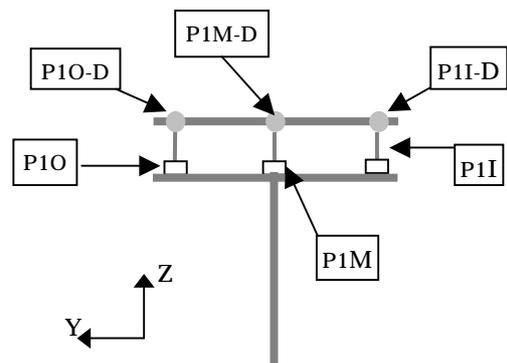


図-3 P1橋脚の解析モデル

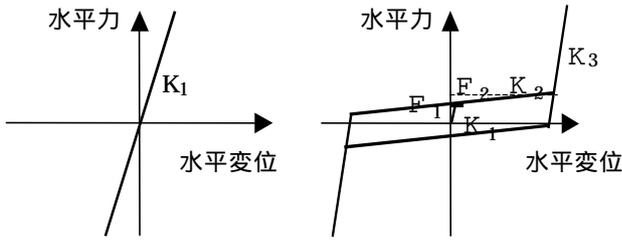


図-4 鋼製固定支承

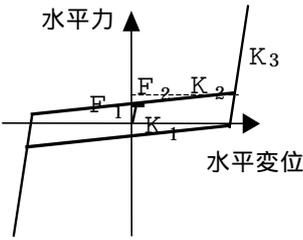


図-5 鋼製可動支承

2.2. 支承部（鋼製支承、免震支承）

本研究で用いる鋼製支承部は水平2方向、鉛直方向、回転3方向のばね要素にモデル化する。水平2方向は支承条件に応じた非線形ばねの特性を有しており、鉛直方向については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、回転方向についてはヒンジ結合を表現するために小さなばね定数を設定する。鋼製固定支承は固定の条件とするため、水平2方向に大きなばね定数を設定する(図-4)。鋼製可動支承には摩擦と変位制限構造の影響を考慮したものを採用する(図-5)。鉛直方向は固定支承と可動支承の場合、固定条件とするため、大きなばね定数を設定する。P1橋脚に鋼製固定支承(F)、P2、P3、P4橋脚には鋼製可動支承(M)を配置する。これをCASE1とする。また、免震支承として鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を用い、復元特性には、せん断変形が大変形領域になると、せん断剛性が急激に大きくなるハードニング現象を考慮したトリリニア型モデルとした。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する。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。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(図-6)。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。鉛直方向の復元特性は、図-7に示すように圧縮剛性と引張剛性の比を過去の実験結果より、5:1としている。橋軸直角方向を固定し、橋軸方向を免震化した片免震支承モデルをCASE2とする。

支承の配置方向は、図-8に示すように上部構造の接線方向に支承を配置し、支承の配置方向をx軸、その直角方向をy軸とする局所座標系(x-y座標系)を各橋脚上に設定する。また、各橋脚上の外側(O)、中間(M)、内側(I)に支承をそれぞれ設置する。

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(γ=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法を用いる。

入力地震波には兵庫県南部地震 JR 鷹取駅を使用する。この地震波は水平2方向、鉛直1方向からなる3成分地震波であり、N-S成分を橋軸方向(X軸方向)、E-W成分を橋軸直角方向(Y軸方向)に作用させる。地震波の入力方向は全体座標系のX軸を基準にして0°とする。

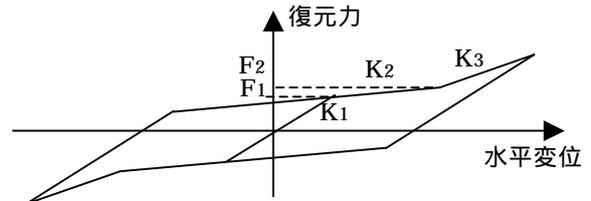


図-6 免震支承（水平方向）

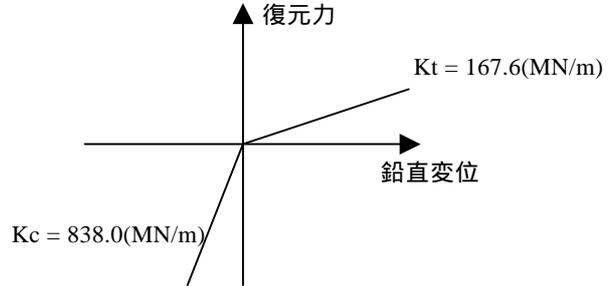


図-7 免震支承（鉛直方向）

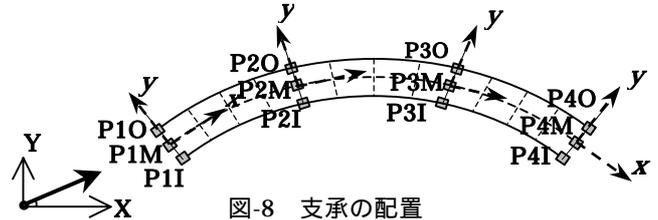


図-8 支承の配置

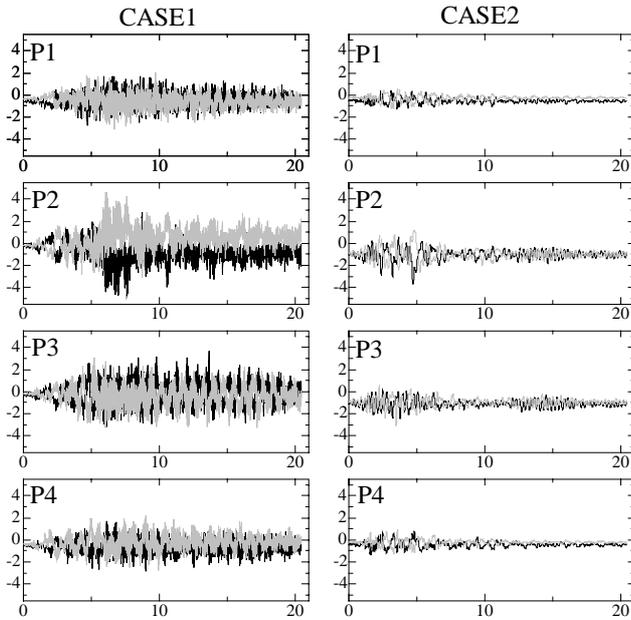
4. 動的解析結果

支承部に鋼製支承を用いたCASE1と片免震支承を用いたCASE2を比較する。図-9は支承部の時刻歴鉛直力応答波形、図-10は上部構造の時刻歴鉛直変位応答波形を表している。上からP1橋脚、P2橋脚、P3橋脚、P4橋脚で、黒線は外側を、灰線は内側を表している。図-9でプラス側(グラフ上方)が引張力、マイナス側が圧縮力を示している²⁾。

CASE1の鉛直力は橋脚ごとにより異なった応答波形である。特にP2橋脚では、外側支承は圧縮力が長時間作用しているのに対し、その間、内側支承は引張力を受けている。P2橋脚ほど明確ではないが、P1、P3橋脚では、外側は引張力で内側は圧縮力が作用している。また、P4橋脚はその逆方向の力が主に作用している。

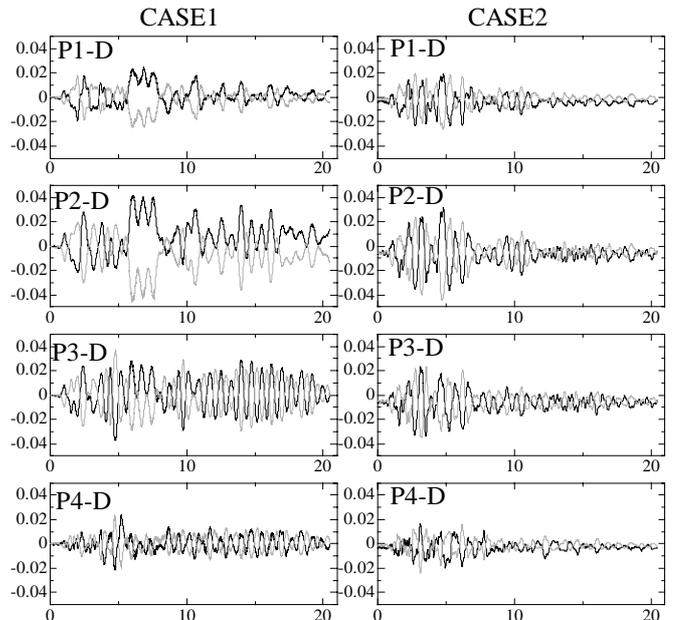
一方、CASE2では外側と内側で逆位相の鉛直力波形が描かれている。つまり、このような逆位相の復元力によって図-10のようなロッキング振動が起きていると考えられる。CASE1においても鉛直力波形がそのまま上部構造の鉛直変位波形に影響していることがわかる。また、前半(0~7秒)ではCASE1とCASE2の変位量に大きな差はみられないが、CASE2では7~8秒あたりから全ての橋脚で変位が小さくなり、減衰効果が確認できるのに対し、CASE1では変位の減衰はほとんどみられない。鉛直力に関しても、CASE2はCASE1に比べ応答は小さく、減衰がみられる。兵庫県南部地震で、鉛直方向の引張力による鋼製支承の浮上り防止装置の切断が確認されたが、今回のCASE1のように大きな引張力が支承部に継続して作用したためであると考えられる。

次に、CASE2の片免震支承の場合を考察する。支承に作用する引張力に関して、道路橋示方書²⁾³⁾に基づく支承



縦軸：鉛直力(MN) 横軸：時間(sec)
 —— 外桁支承部 —— 内桁支承部

図-9 支承部の時刻歴鉛直力応答波形



縦軸：鉛直変位(m) 横軸：時間(sec)
 —— 外側 —— 内側

図-10 上部構造の時刻歴鉛直変位応答波形

部の最小設計引張力(上揚力) $0.3R_d$ (R_d は死荷重反力)は、P1(P4)橋脚の支承部では約 0.2MN 、P2(P3)橋脚の支承部では約 0.4MN である。前半部(0~7 秒)において、P2 橋脚の支承部では、引張力が最小設計引張力を上回る瞬間がみられるため、最小設計引張力を用いて設計する場合には注意が必要である。

CASE1、CASE2 とともに内側橋脚(P2、P3)の支承部では、外側橋脚(P1、P4)の支承部に比べて大きな鉛直力が作用している。また、上部構造の鉛直変位に関しても同様である。これは上部構造の重量が、内側橋脚(P2、P3)に大きく加わったためであると思われる。CASE2 の解析モデルは、支承条件においてもすべて左右対称な構造体であるが、鉛直力や鉛直変位は対称な応答ではなかったこと(特に P2 と P3)から、地震波入力方向によって今回の場合と異なった応答が予想される。

鋼製支承の支承部に非常に大きな鉛直力が長時間作用しているため、上部構造に大きな変位がみられる。一方、免震支承を用いたモデルでは、支承部に作用する鉛直力が徐々に減衰していることがわかる。そのため、上部構造の変位も鉛直力と同じように減衰している。

5. 上部構造に勾配 6%を設けた解析モデル

上述の解析では上部構造はすべて横断勾配 0%の解析モデルの場合であるが、実際の曲線高架橋には横断勾配が数%設けられている。また、横断勾配の影響による曲線高架橋の外側(O)と内側(I)の応答の違いをより正確に把握するために、横断勾配を設けた解析モデルで挙動を調べる必要がある。中桁(M)は、横断勾配 0%の場合と同一のモデルとし、外桁は Z 方向に高く、内桁は Z 方向に低くして図-11 のように横断勾配 6%を表現した。また、桁全体の重量も等値である。表 1 に Y、Z 軸の断面二次モーメント I_y 、 I_z と質量 m の中桁との比を示した。

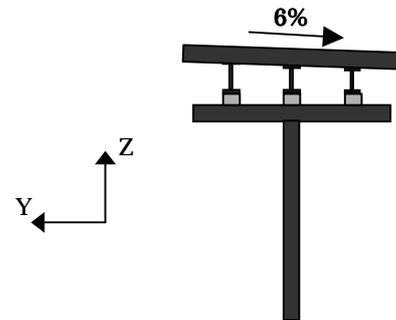


図-11 横断勾配 6%を設けた解析モデル

表 1 外桁、内桁の中桁との比較

	外桁(O)	中桁(M)	内桁(I)
I_y	1.45	1	0.64
I_z	1.13	1	0.87
m	1.08	1	0.92

表 2 基本固有周期 (sec)

支承条件	固有周期(sec)		
	X方向一次モード	Y方向一次モード	Z方向一次モード
CASE1(0%)	1.411	0.747	0.396
CASE1(6%)	1.410	0.748	0.397
CASE2(0%)	1.121	0.739	0.396
CASE2(6%)	1.121	0.740	0.397

6. 横断勾配を設けた解析モデルの動的解析結果

表 2 に横断勾配が 6%と 0%の場合の固有周期を、上述の CASE1(鋼製支承モデル)と CASE2(片免震支承モデル)の場合で示した。CASE1、CASE2 とともに、固有周期はほぼ同値であり、横断勾配による影響はみられない。

図-12、図-13 はそれぞれ CASE1 と CASE2 の上部構造応答変位軌跡を示している。それぞれ上図が横断勾配 6%の場合で、下図は横断勾配がない場合を示している。CASE1 の鋼製支承の場合も CASE2 の片免震支承の場合

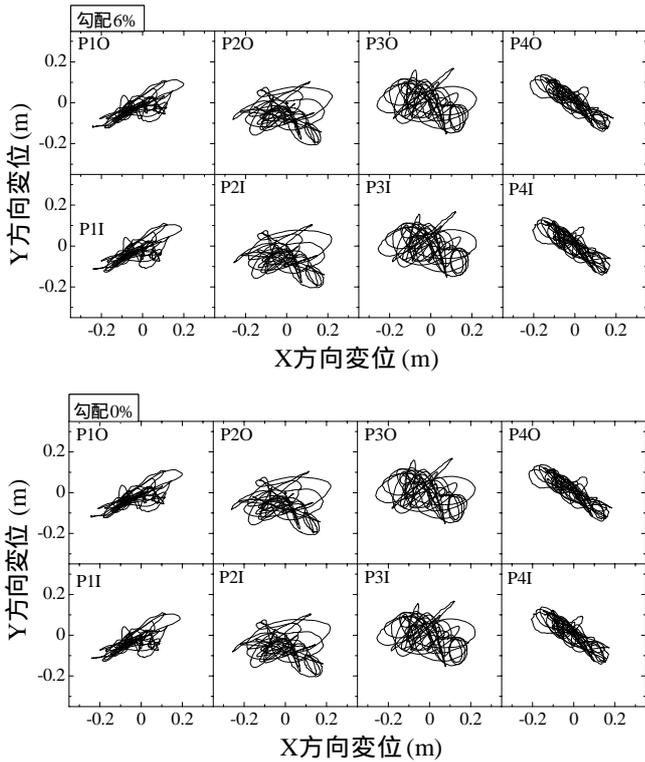


図-12 CASE1 の上部構造応答変位軌跡
(上図：勾配 6% 下図：勾配 0%)

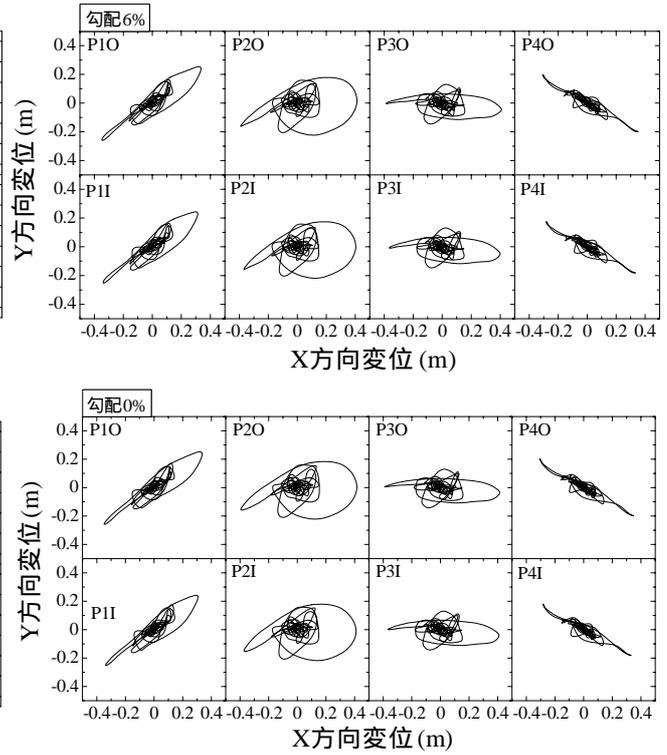


図-13 CASE2 の上部構造応答変位軌跡
(上図：勾配 6% 下図：勾配 0%)

合も、勾配 6%と勾配 0%の応答に差は特にみられない。また、水平力-水平変位関係や鉛直力-鉛直変位関係においても応答差は確認できなかった。今回、実際の高架橋で設けられている横断勾配よりも少し大きめの横断勾配 6%にモデル化したが、外桁と内桁で顕著な差は生じなかった。

横断勾配をつけても特に変わらない挙動を示した原因として、3本主桁に横桁がしっかりと格子状に組まれているために、上部構造が一体となって動いたのではないかと考えられる。さらに、そのような上部構造にはねじりの影響が小さいため、外桁と内桁の挙動に差が生じにくかったと思われる。

7. まとめ

本研究では、はじめに、3径間連続曲線格子高架橋を対象として、支承部に鋼製支承を用いたモデル CASE1 と免震支承を用いたモデル CASE2 の鉛直力、鉛直方向の応答に関する比較検討を行った。続いて、3径間連続曲線格子高架橋の上部構造に横断勾配を設け、横断勾配の有無の影響について比較検討した。結論は以下の通りである。

- 1) 鋼製支承モデルに作用する鉛直力は、非常に大きく、減衰もみられないため、浮き上がり防止装置が切断される危険性がある。さらに、橋脚ごとに作用する鉛直力も大きく異なることから、複雑な挙動が予想される。
- 2) 免震支承モデルでは、途中から鉛直力、変位とも減衰がみられる。また、上部構造は同時に浮き上がるような挙動ではなく、逆位相で、ロッキング振動していると考えられる。

えられる。今回、免震支承モデルは、左右対称な解析モデルであったが、作用する力や応答変位は対称ではなかった。そのため、地震波入力方向による影響について、今後調べる必要がある。

3) 横断勾配を設けた解析モデルの応答は、横断勾配を有していない解析モデルの応答と特に差はみられなかった。3本主桁と横桁によって組まれた格子形状の上部構造であるために、ねじりの影響が小さく、上部構造が一体となって動いたと考えられる。つまり、2本主桁構造のようなねじりの影響を受けやすい曲線橋では解析モデルに横断勾配を設けると外桁と内桁の挙動の違いがみられることから、今後、その影響について検討する必要がある。

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、1995.12.
- 2) すべり摩擦型免震支承装置の上揚力に対する性能評価、土木学会論文集 No.780 pp165-179 2005.1
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書 耐震設計編 2002
- 4) 林川俊郎：橋梁工学 朝倉書店 2000.4
- 5) 林川俊郎・阿部健次・ダニエル・ルイス：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、平成 17 年度土木学会北海道支部論文報告集 2006