

連続高架橋模型の2方向加振実験に基づくゴム支承の挙動特性に関する検討

瀧上工業(株) 正会員 ○奥村徹 名工大 フェロー会員 後藤芳顕 正会員 海老澤健正  
 フェロー会員 小畑誠 同済大 Jianzhong Li, Yan Xu

**1. はじめに:** 地震時における積層ゴム支承の性能の確認試験では上下鋼板を平行に拘束した上での一方向のせん断試験が行われている。しかし、実際には橋脚や上部構造が変形することにより上記の境界条件が満足されない可能性がある。ここでは、まず、橋脚+ゴム支承+上部構造の連成による高架橋の終局挙動解明のために実施した2径間連続高架橋大型模型(1/s=1/6.7)の2方向同時加振実験結果をもとに、高架橋の中に設置されたゴム支承の力学挙動をより実際に近い状態で考慮できる高架橋の精緻なFEモデルを構築する。つぎに、このモデルにより現実的な橋梁におけるゴム支承の挙動を解析し、その特性について検討を行う。

**2. 加振実験の概要:** 実験に用いた縮尺率 1/s=1/6.7 の円形断面無充填橋脚を有する2径間連続高架橋の模型を図-1に示す。荷重質量として鋼製スラブの錘(計44ton)をPC鋼棒により上部構造(主桁、上部構造横桁)上面に固定し、上部構造は各橋脚横ばり上に2基ずつ設置されたゴム支承により支持される。全支承の下面と横ばり上面間には支承反力6成分(力3成分+モーメント3成分)を計測するために独自に開発した高精度の6分力計を設置している。入力地震動はTsugaru波(増幅倍率270%, lg+tr成分同時入力)を用いた。

**3. 加振実験を対象とした数値解析の精度検証:** ゴム支承の応答値について連続高架橋のFE解析(図-1)と実験結果を比較したものを図-2に示す。せん断、曲げ挙動ともによく実験結果とよく一致していることが確認できる。なお連続高架橋のFE解析における支承は非線形バネとダッシュポットを用いてモデル化し、これらのパラメータは実験結果をもとに同定した。

**4. 実橋と実験供試体の上部構造の差異が応答に及ぼす影響:**

実験供試体では製作や実験条件の制約により、想定する実構造と①主桁の剛性、②上部構造の重心、③支承の数と剛性において差異がある。数値解析によりこれらの差異が応答に与える影響について明らかにするとともに、より実際的な構造における支承の挙動について考察する。3.で検証した実験供試体の数値解析モデル(実験モデル)に対して、想定する実橋に対応した主桁断面を用いたモデル(①桁剛性変更モデル)、桁に加えて上部構造の重心位置を実構造に対応させたモデル(②桁剛性+重心変更モデル)さらに支承の数と剛性を実構造に対応させたモデル(③桁剛性+重心+支承変更モデル)を設定する。なお、③のモデルでは実構造に対応する支承数7基を想定しており、支承の緒元は実際に近づけるため、橋脚のPushover解析でのピーク荷重(水平耐力)に対して支承のせん断ひずみ250%の許容値に収まるように設計を行った。この緒元をもとに超弾性の材料構成則を用いた独立支承のFE解析を行い、全体系モデルに用いる支承の非線形バネを設定した。この結果、中央橋脚上の支承について実験モデルに対するせん断剛性が0.94倍、橋軸直角軸まわりの初期回転剛性が0.06倍となった。実験モデルとこれらのモデル間の応答

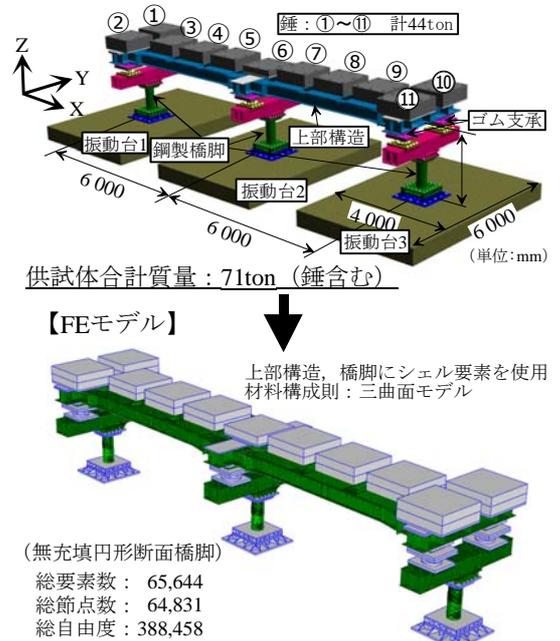
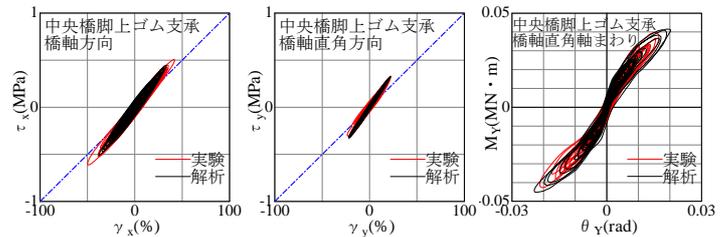


図-1 連続高架橋模型供試体



a) 橋軸方向 b) 橋軸直角方向 c) 橋軸直角軸まわり  
 図-2 数値解析の精度検証(ゴム支承応答値)

表-1 各モデルの弾性固有振動数 (Hz)

解析モデル	橋軸方向1次	橋軸直角方向1次
実験モデル	2.116	1.581
①桁剛性変更	2.089 (-1.3%)	1.564 (-1.1%)
②桁剛性+重心変更	2.096 (-0.9%)	1.657 (+4.8%)
③桁剛性+重心+支承変更	1.743 (-17.6%)	1.511 (-4.4%)

※) カッコ内の値は基本モデルに対する無次元化相対差をあらわす。

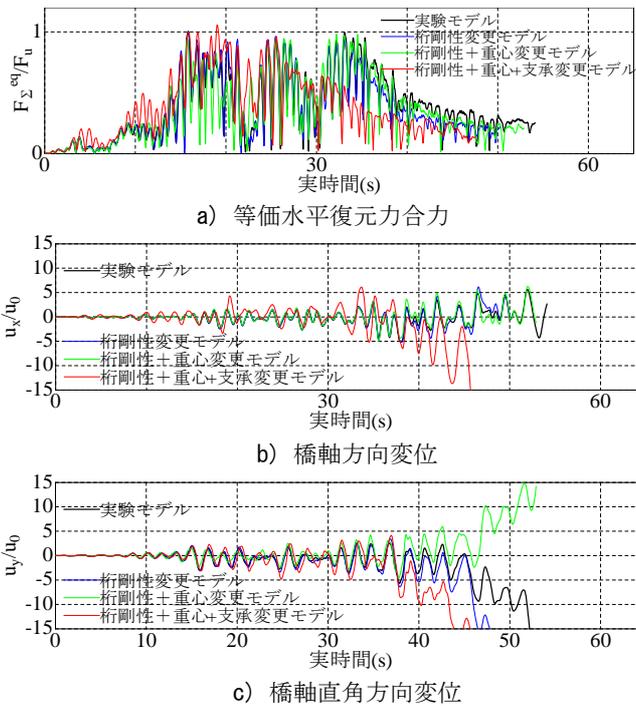


図-3 各モデルの応答比較 (中央橋脚頂部応答値)

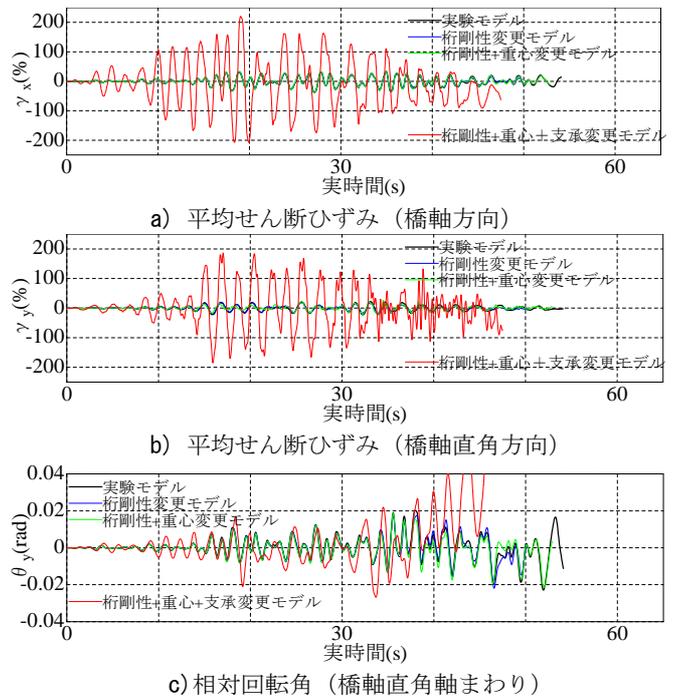


図-4 ゴム支承の応答 (桁剛性+重心+支承変更モデル)

を比較したものを図-3 に示す。実験モデルと較べて①桁剛性変更モデルおよび②桁剛性+重心変更モデルの挙動は 33s 付近の終局限界までよく一致しており、その後の倒壊挙動に差異はみられるもののいずれも橋軸直角方向へ倒壊するモードとなっている。一方、③桁剛性+重心+支承変更モデルでは 18s 付近の早い段階で終局限界に到達しており、その後橋脚頂部の変位が橋軸直角方向とともに橋軸橋軸方向の成分が増加し、斜め方向に倒壊するモードを示している。これは実験モデルに対して③桁剛性+重心+支承変更モデルの 1 支承線上の支承の橋軸直角軸まわりの回転剛性が低い (0.06 倍) ことにより橋脚の橋軸方向の耐力が低下したためであると考えられる。上記のモデルのうち最も現実に近いと考えられる③桁剛性+重心+支承変更モデルにおける支承の挙動について考察する。ここでは中央橋脚上の縁端の支承に着目し、橋脚が終局限界に到達する 18s までの応答を対象とする。橋軸方向ならびに橋軸直角方向の平均せん断ひずみについては、実験モデルに比べて大きな応答 (橋軸: 220%, 橋軸直角: 185%) となり、橋軸直角軸まわりの支承の相対回転角も 0.02 rad 生じている (図-4)。上記のマクロ的な応答値をもとに近似的に平面保持の仮定を用いて支承の局所的な引張応力を算定したものを図-5 a) ~c) に、局部せん断ひずみ<sup>2)</sup>を同図 d) に示す。これより相対回転により支承には 10MPa を超える引張応力と 700% を超える局部せん断ひずみが生じていることが確認できる。これらの支承の応答値は橋脚の終局状態に到達する以前に許容値 (引張応力: 2MPa<sup>2)</sup>, 局部せん断ひずみ: 416% (限界値: 500%)<sup>3)</sup> を大幅に超える。

謝辞: 本研究は JSPS 科研費 23246084 の助成を受けたものです。

参考文献: 1) 後藤芳顕 他: 水平 2 方向加振を受ける連続高架橋模型における橋脚, ゴム支承, 上部構造の連成とその終局挙動について, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.431-438, 2014.

2) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004. 3) 建設省土木研究所, 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1995.

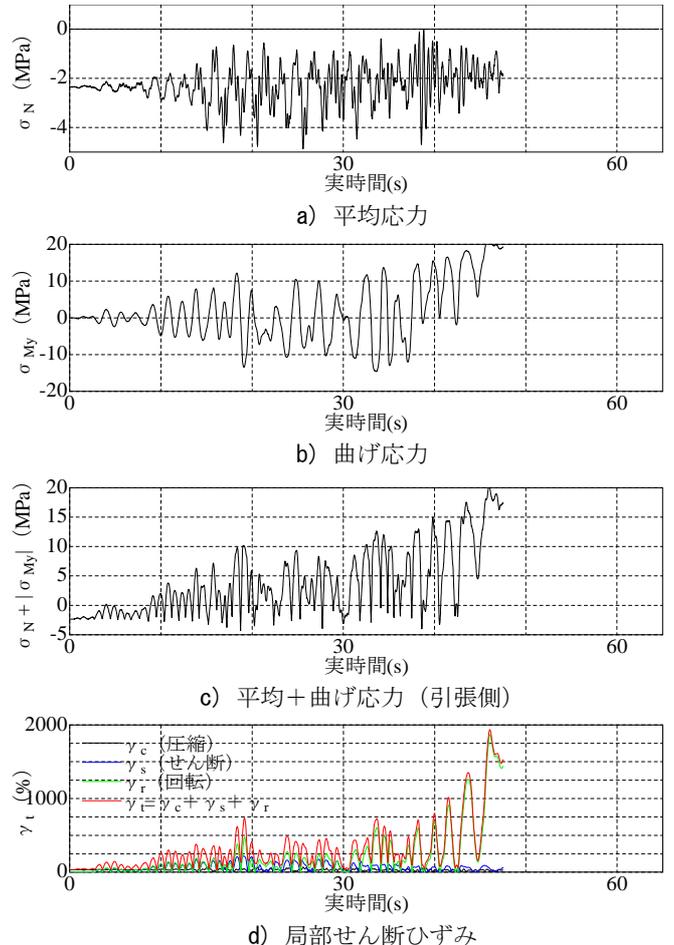


図-5 ゴム支承の応答 (③桁剛性+重心+支承変更モデル)