

下部構造への影響に着目したシングル球面すべり支承を有する橋梁模型の振動台実験

大藪 宏文¹・藤倉 修一²・高橋 健太郎³・Nguyen Minh Hai⁴・中島 章典⁵

¹正会員 宇都宮大学大学院，工学研究科博士後期課程(〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: h.oyabu@civitec.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 宇都宮大学准教授，地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科(〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

³学生会員 宇都宮大学大学院，地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科(〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: mc196259@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁴正会員 宇都宮大学助教，地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科(〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: nguyenminhhai@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁵フェロー会員 株式会社 HRC 研究所(〒984-0805 仙台市若林区南材木町 3 番地)

E-mail: akinorin@hrc-ri.co.jp

橋梁の免震化において積層ゴム支承がよく用いられているが，近年発生した東北地方太平洋沖地震及び熊本地震等において損傷を生じており，積層ゴム系支承以外の免震支承の開発は重要である．球面すべり支承は振り子の原理を用いた免震支承で，我が国では建築分野での採用実績はあるものの，橋梁分野では採用されていない．そこで，本研究では，球面すべり支承の橋梁への適用を目的として，球面すべり支承で支持された橋梁模型桁に対して，振動台による加振実験を行った．特に，上部構造の応答およびその応答が下部構造におよぼす及ぼす影響に着目し，シングル球面すべり支承で支持された橋梁の地震時挙動を調べた．

Key Words: seismic isolation, spherical sliding bearing, shaking table test, time history response, residual displacement

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震においては，我が国の多数の橋梁で甚大な被害が生じた．被災した橋梁では上部構造の落橋や下部構造の崩壊が生じており，震度法の設計による鉄筋コンクリートのぜい性破壊¹⁾や鋼製支承の地震時における変形性能不足²⁾等に起因している．この地震被害を契機に，それまでの道路橋示方書では「8章 地震の影響の低減を期待する構造」として軽く触れられていた項目が1996年の道路橋示方書³⁾の改定では「8章 免震設計」として詳細に記述され，日本国内の橋梁において免震設計が広く適用されるようになった．免震設計とは上部構造から下部構造に伝わる地震力を低減するための設計であり，そのためには，変形性能の高い免震支承が全体の変形を吸収すること等で実現される．免震支承として，現在では積層ゴム系支承が広く用いられているが，

近年発生した東北地方太平洋沖地震および熊本地震において積層ゴム支承の破断等による損傷^{4) 5)}や経年劣化による損傷⁶⁾が確認されている．このことより，積層ゴム系支承だけに頼るのではなく，別のタイプの免震支承の開発も重要となっている．

免震支承の一つに，振り子の原理を用いた球面すべり支承が開発されている．球面すべり支承とは，凹状の球面上をスライダーと呼ぶ可動体が摩擦の影響を受けながら滑る免震支承である．球面すべり支承は，積層ゴム系支承と比べて，支承の構造高や平面寸法をコンパクトにすることが可能であり，固有周期が上載荷重に左右されない特徴を持つ⁷⁾．

球面すべり支承(Spherical sliding bearing: SSB または Friction Pendulum System: FPS)はZayasら⁸⁾によって初めて検討された．構造物の固有周期を伸ばすことや調整することに着目し，球面すべり支承の固有周期は球面の曲率半



写真-1 シングル球面滑り支承

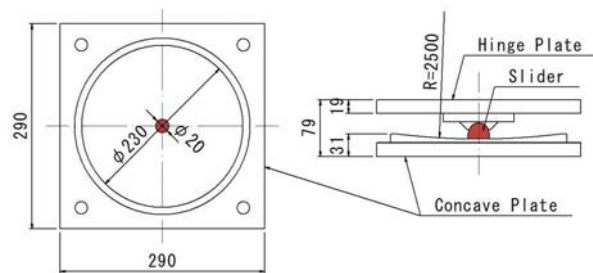


図-1 シングル球面すべり支承

径によってのみ決まるため、支承だけで固有周期を決定できるという利点を示した。Tsai ら⁹⁾は Zayas らの FPS を改良したすべり面を 2 面有する Multi Frictional Pendulum System(MFPS, 以下、ダブル球面すべり支承と呼ぶ)を開発し、スライダに関節機能を持たせ、回転に追従するようになっている。ダブル球面すべり支承はシングル球面すべり支承と比べて撓動可能距離が約 2 倍になり、その固有周期も長くなるため、加速度応答をシングル球面すべり支承よりも低減できることを示した。Fenz ら¹⁰⁾は 2 面撓動タイプのダブル球面すべり支承の水平地震力作用時の機構を明らかにし、ダブル球面すべり支承の挙動は、シングル球面すべり支承の挙動の重ね合わせであることを示した。

日本国内では、岡村ら¹¹⁾や竹内ら¹²⁾によって球面すべり支承を建築構造物へ適用するための研究が行われ、鉛直荷重のばらつきが生じて免振性能への影響は極めて小さいことを示している。

著者らはこれまでに、球面すべり支承を橋梁に適用するために、研究を展開している。ダブル球面すべり支承の地震時挙動を調べるために、静的な繰り返し正負交番載荷実験を行い、実験結果と摩擦係数と球面半径から求めた力学モデルと比較することによって、支承の復元力特性についての検証を行った¹³⁾。また、球面すべり支承を用いた橋梁模型桁に対して活荷重を想定した載荷実験を行い、桁のたわみによって生じる支承部の挙動を調査し、球面すべり支承に生じる摩擦力の下部構造への影響を明らかにした^{14,15)}。

水平地震力が作用したときの球面すべり支承の挙動に関する既往研究^{16,17)}では、上部構造の応答にのみ注目することが多く、すべり面に生じる摩擦力が上部構造および下部構造に及ぼす影響について調査した研究は少ない。球面すべり支承で支持された橋梁構造物においては、すべり面に生じる摩擦力は支承部に水平せん断力として作用し、さらに、スライダがコンケイブプレート上を撓動することによって、下部構造には偏心して上部構造重量が作用するため、下部構造への影響を調べる必要がある。また、活荷重の偏り等によって、上部構造重量に偏

心がある場合には各支点到反力差が生じ、上部構造が回転する可能性がある。そこで、これらの現象を明らかにするために、本研究ではシングル球面すべり支承を対象とし、4 基の球面すべり支承で支持された橋梁模型桁に対して、振動台による加振実験を行った。特に、上部構造の応答およびその応答が下部構造に及ぼす影響に着目し、シングル球面すべり支承で支持された橋梁の地震時挙動を調べた。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

写真-1 に実験で用いたシングル球面すべり支承を示し、図-1 にその詳細を示す。シングル球面すべり支承はスライダ(材質 SS400)とコンケイブプレート(材質 SUS304)およびヒンジプレート(材質 SUS304)から構成される。スライダは上下に 2 つの凸型球面を有し、球面半径はそれぞれヒンジ部とすべり面に対応している。スライダのすべり面は直径 20mm の円形状の凸型面である。コンケイブプレートは球面半径 2500mm の凹型面を有し、このコンケイブプレート上をすべり面としてスライダは撓動する。スライダの回転に対応するようにヒンジ部は関節機能を有し、ヒンジ部での摩擦を低減するため、ヒンジプレートとスライダが接する部分には潤滑油を塗った。すべり面に接するスライダの表面には、繰り返し載荷による摩耗に抵抗するために、PTFE 織物と接着性を高めた高強度繊維の二重織物から成るすべり材を貼付した。

(2) 加振実験状況

写真-2 および図-2 に加振実験状況を示し、図-2 には測定項目もあわせて示す。上部構造模型は $0.90 \times 1.60 \times 0.25 \text{ m}^3$ (重量 8.30kN) のコンクリートブロックとし、これを 4 基のシングル球面すべり支承によって支持した。支承の下に橋脚を想定した鋼管($\phi=101.6\text{mm}$, $t=3.2\text{mm}$, $L=400\text{mm}$)を設置した。さらに、コンクリートブロックの上に錘となる鋼板(0.51kN/枚)を合計 16 枚上載し、上部

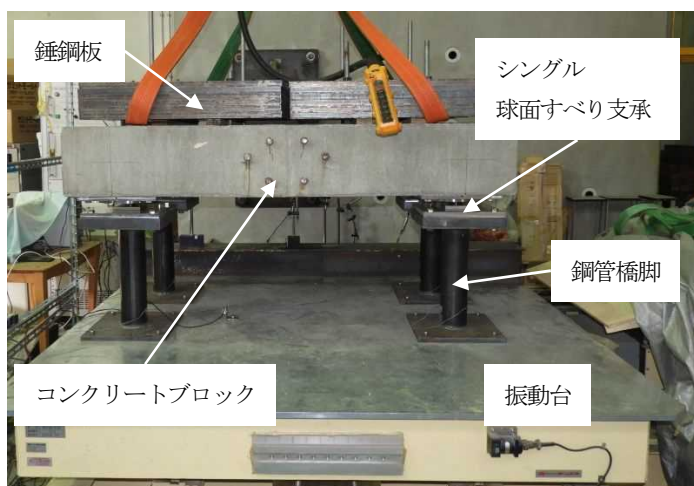


写真-2 加振実験状況

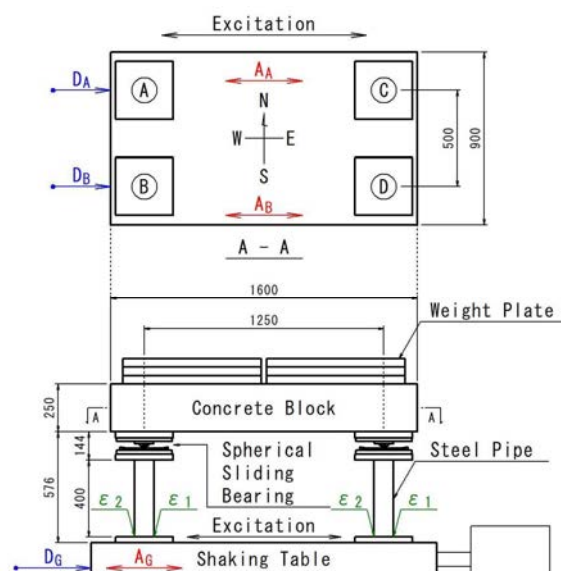


図-2 加振実験装置

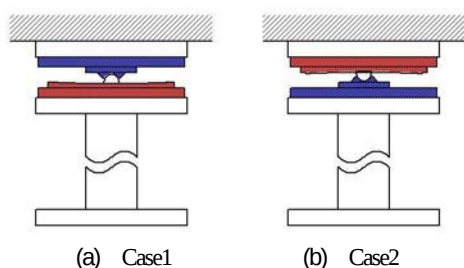


図-3 支承配置ケース

表-1 加振実験条件

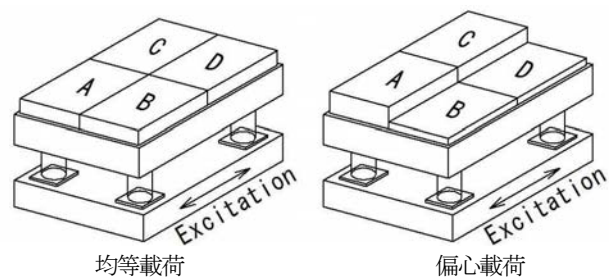
加振方向	上載荷重条件	支承配置	入力波形
橋軸/ 橋軸直角	均等載荷/ 偏心載荷	Case1 Case2	正弦波/ 地震波

表-2 正弦波による加振条件

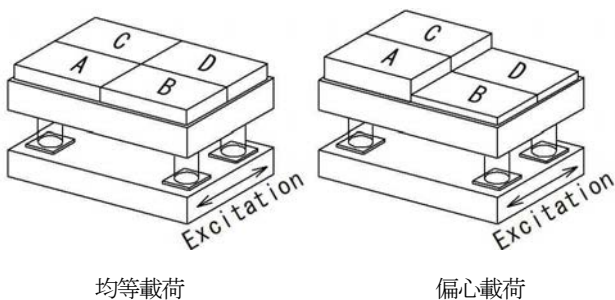
周波数(Hz)	加速度振幅(m/s ²)
0.8	0.8/1.0/1.5
1.0	0.8/1.0/1.5
2.0	0.8/1.0/1.3

表-3 地震波による加振条件

No.	地震波	地震名	振幅倍率
1	JMA 神戸(NS)	1995年兵庫県南部地震	26%
2	JR 鷹取(NS)	1995年兵庫県南部地震	40%
3	JMA 西原村小森(EW)	2016年熊本地震	40%
4	KiK-net 益城(EW2)	2016年熊本地震	24%
5	JMA 厚真町鹿沼(EW)	2018年北海道地震	32%



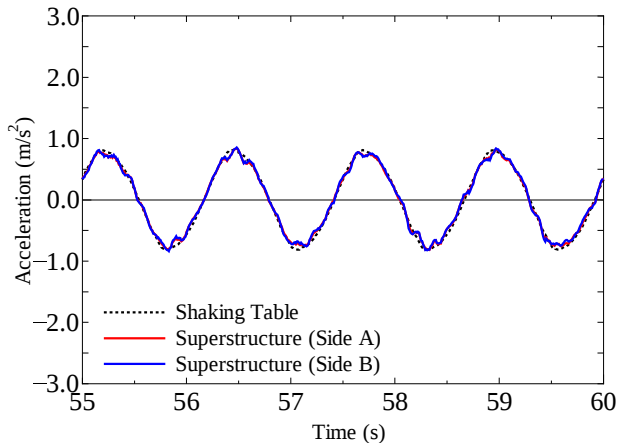
(a) 橋軸方向加振



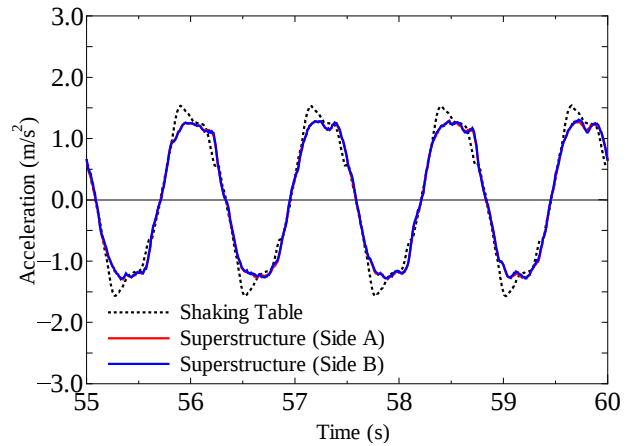
(b) 橋軸直角方向加振

図-4 上載荷重および加振方法

構造重量を調整した。コンクリートと鋼板の重量の合計は約 17.16kN であり、支承 1 基あたりに平均約 4.29kN の軸力が作用する。後述する錘鋼板の偏心載荷時には、各支承 2 基ずつに 4.94kN および 3.64kN の軸力が作用する。振動台の加振方向は図-2 に示す EW 方向とし、試験体の長手方向である橋軸方向に対して一方向載荷し、短手方向である橋軸直角方向に載荷する場合は、平面内で 90 度に試験体の向きを変えた。測定項目については図-2 に示すように、上部構造の加速度(AA, AB), 変位(DA, DB) および振動台の加速度(AG), 変位(DG)を測定した。また、



(a) 加速度振幅 0.8m/s^2



(b) 加速度振幅 1.5m/s^2

図-5 時刻歴応答加速度(橋軸方向, 均等載荷, Case1, 正弦波 0.8Hz)

鋼管基部の加振方向にひずみゲージを設置し、ひずみ(ϵ_1 , ϵ_2)をそれぞれ測定することで鋼管に作用する曲げモーメントを求めた。

図-3に示すようにシングル球面すべり支承の設置ケースを2種類とした。Case1ではコンケイブプレートがスライダーの下に位置し、Case2ではCase1から支承の上下を反転し、コンケイブプレートがスライダーの上に位置するようにした。

(3) 加振実験条件

表-1に基本的な加振実験条件を示す。上载荷重条件は、図-4(a)および図-4(b)に示すように、錘鋼板を均等に配置するケースと錘鋼板の载荷枚数を加振方向に対して直角に偏心させるケースの2ケースとした。均等载荷では錘鋼板を4枚ずつ载荷し、偏心载荷では錘鋼板を片側に6枚ずつ、もう反対側に2枚ずつ载荷している。入力波は正弦波および地震波の2種類である。

入力正弦波の加振条件として、正弦波の周波数および加速度振幅を表-2に示す。周波数は、0.8Hz、1.0Hzおよび2.0Hzとし、加速度振幅は基本的に0.8、1.0、 1.5m/s^2 としているが、2.0Hzでは加速度振幅 1.5m/s^2 の代わりに 1.3m/s^2 としている。これは、本実験で用いた振動台の性能限界によるものである。正弦波の加振方法としては、所定の加速度振幅に至るまで漸増させ、所定の加速度振幅で30秒間载荷した。

入力地震動には、レベル2のタイプ2地震動として、表-3に示す地震動を用いた。地震波は5種類とし、振動台の性能を考慮してそれぞれ振幅倍率を設定している。地震波 No.1 および No.2 は道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)に示されているⅠ種およびⅡ種地盤におけるレベル2地震動である³⁾。地震波 No.3 および No.5 は速度応答スペクトルが長周期で卓越する地震動として、気象庁の

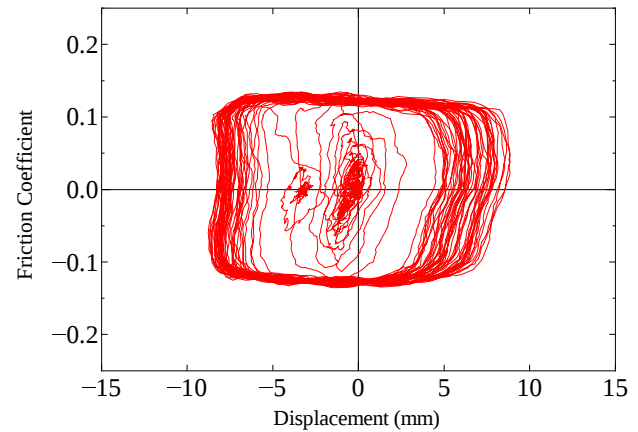


図-6 摩擦係数-変位関係

(橋軸方向, 均等載荷, Case1, 正弦波(0.8Hz, 1.5m/s^2))

定めた長周期地震動階級¹⁰⁾が最大の4となる地震波である。また、地震波 No.4はK-netおよびKiK-net観測網において、2016年熊本地震時に最大加速度(1157gal)を記録している。

3. 実験結果

(1) 正弦波による加振

a) 加速度応答

図-5に振動台上の加速度と上部構造の応答加速度の比較を時刻歴で示す。下沓が摺動するCase1および均等载荷の状況で、橋軸方向に正弦波(周波数0.8Hz)で加振し、加速度振幅が(a) 0.8m/s^2 および(b) 1.5m/s^2 の結果である。それぞれ、加振開始から55秒から60秒までの定常状態を示している。黒破線は振動台の加速度、赤線は上部構造A側の加速度、青線は上部構造B側の加速度を示す。(a)に示す加速度振幅 0.8m/s^2 ではスライダーのすべりは生じず、上部構造と振動台の加速度履歴はほぼ一致してい

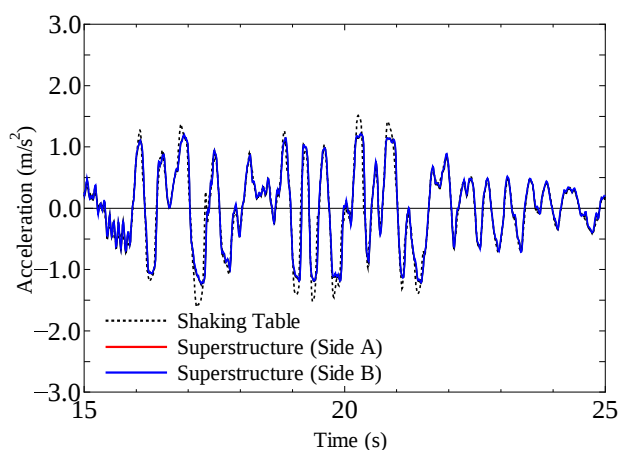


図-7 時刻歴応答加速度

(橋軸方向, 均等載荷, Case1, JMA 神戸波)

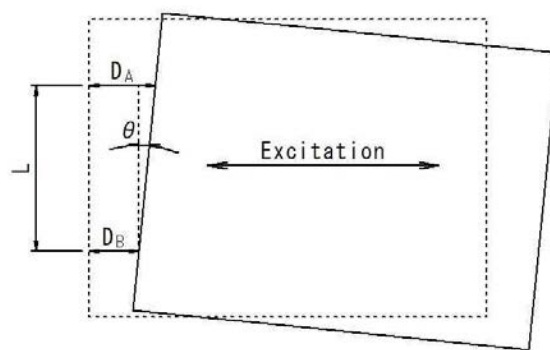
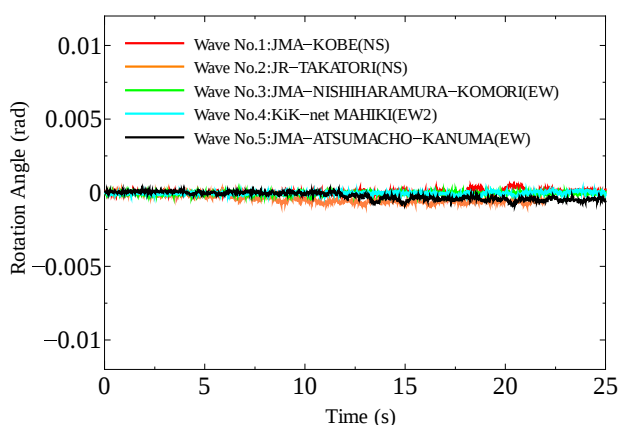
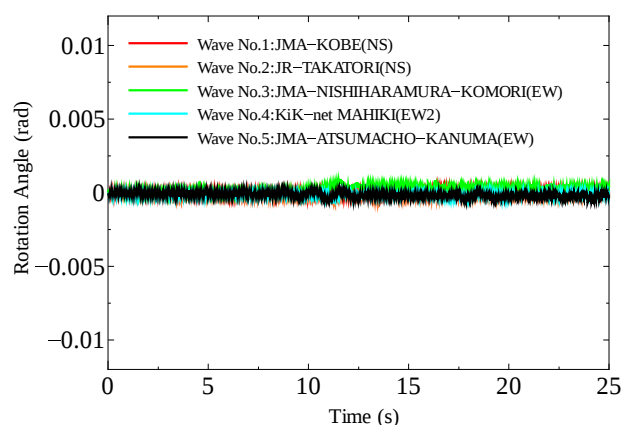


図-8 上部構造の回転応答に関する模式図



(a) 均等載荷



(b) 偏心載荷

図-9 橋軸方向加振における回転応答(Case1, 地震波)

る。(b)に示すように加速度振幅を 1.5m/s^2 に増加させた場合は、スライダーのすべりが生じており、上部構造と振動台の加速度履歴に差が生じている。上部構造の加速度は振動台の加速度を下回っており、スライダーがすべることにより、上部構造の加速度は低減され、振動台で計測された入力加速度よりも低くなっている。

b) 摩擦係数-変位関係

図-6 は図-5(b)における摩擦係数-変位関係を示し、加振開始から上部構造が静止するまでを示す。縦軸の摩擦係数は上部構造重量に対する水平荷重の比であり、水平荷重は上部構造の水平加速度に上部構造質量を掛けた値である。加速度 1.5m/s^2 に達するまで徐々に加速度を大きくしているため、加振開始から一定の時間はすべりを生じず、変位がゼロ付近で振動している。すべりが生じ定常状態になると、若干丸みを帯びた長方形に近い履歴曲線を描き、最終的に残留変位が 4mm の状態で静止した。摩擦係数は、変位がゼロにおける y 切片から求められ、 $0.11\sim 0.13$ 程度であった。

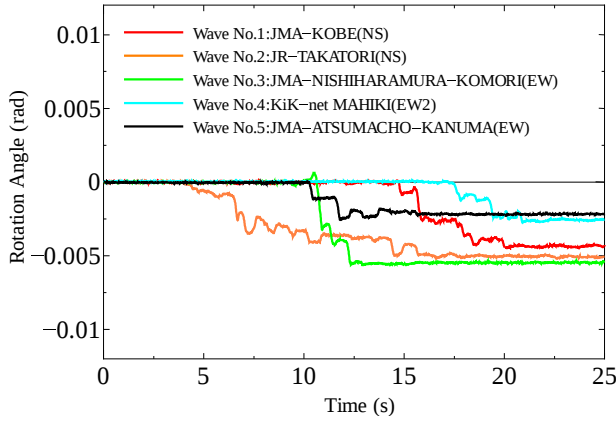
(2) 地震波による加振

a) 加速度応答

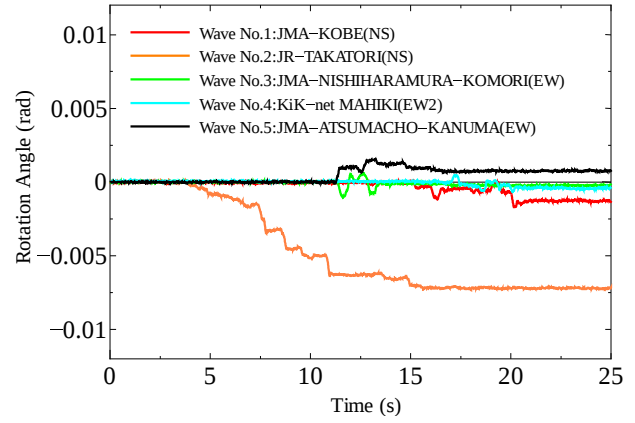
図-7に地震波加振による振動台上の加速度と上部構造の応答加速度の比較を時刻歴で示す。下査で摺動するCase1 および均等載荷の状況で、橋軸方向に表-3 に示すJMA 神戸波で加振した結果である。加振開始から 15 秒から 25 秒までの応答を示している。この区間における振動台上の最大および最小加速度は、それぞれ、 1.5m/s^2 および -1.6m/s^2 である。図-5(b)に示した正弦波による応答と同様に、地震波加振においても、上部構造の加速度は振動台の加速度を下回っており、スライダーのすべりが生じていることを確認できる。

b) 回転応答

上部構造重量に偏心がある場合には各支点に反力差が生じ、上部構造が回転する可能性があるため、偏心による回転挙動を確認する。図-8に上部構造の回転応答に関する模式図を示す。上部構造が図-8のように回転している場合、A 側と B 側の計測変位に差が生じ、回転角 θ は以下のように求められる。

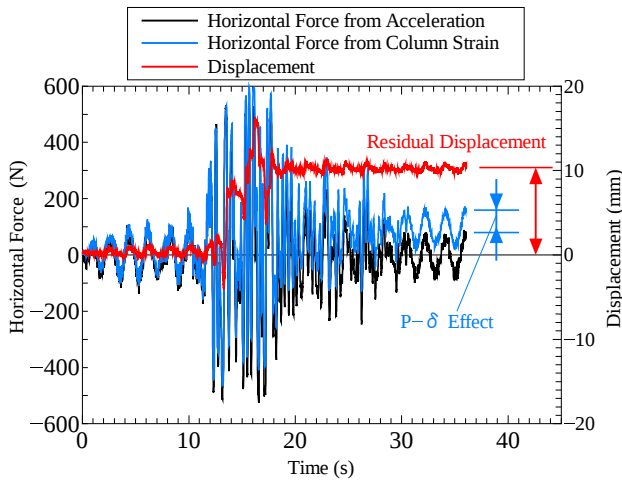


(a) 均等載荷

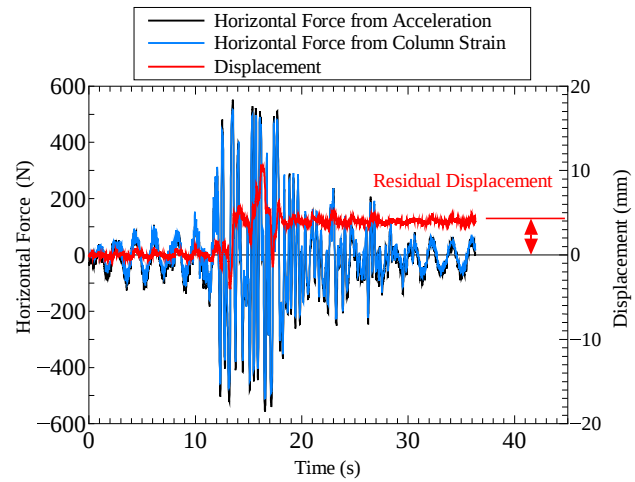


(b) 偏心載荷

図-10 橋軸直角方向載荷における回転応答(Case1, 地震波)



(a) Case1



(b) Case2

図-11 水平力および上部構造変位の時刻歴(橋軸方向加振, 均等載荷, JMA 神戸波)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D_A - D_B}{L} \right) \quad (1)$$

ここに, L は橋軸方向加振時には 500mm, 橋軸直角方向加振時には 1250mm である。

下で摺動する Case1 および橋軸方向加振において, 式(1)により求めた回転角の時刻歴応答を, 全ての地震波について図-9 に示す。5 つの地震波全てにおいて, 均等載荷および偏心載荷ともに, 回転角はほぼゼロであり, 回転応答は生じていないことが確認できる。

次に, 橋軸直角方向加振における回転角の時刻歴応答を同様に図-10 に示す。均等載荷および偏心載荷において, 回転角が最大でそれぞれ 0.005rad および 0.008rad 程度生じている。地震波によって最大応答値に違いはあるものの, 均等載荷と偏心載荷の回転挙動に大きな違いはなく, 加振方向に対して上部構造重量に偏りがあっても, 大きな回転は確認されなかった。これは, 各支承の摩擦力, つまり水平抵抗が鉛直荷重に比例することにより,

偏心載荷であっても上部構造の加速度が一定に保たれるためである。また, 支承を上下反転した Case2 の結果も Case1 と同様であり, 橋軸直角方向加振によって回転角がわずかに生じているものの, 上部構造の偏心載荷によって回転はそれほど生じないことを確認した。

c) スライダー変位による橋脚への影響

計測した鋼管橋脚基部のひずみから, 鋼管基部に生じる曲げモーメントを求め, 水平力作用位置であるすべり面までの高さで除すことで水平力 H を算出できる。水平力 H は以下に示すように求められる。

$$\varepsilon_m = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/2 = hH/ZE \quad (2)$$

$$H = \varepsilon_m ZE/h \quad (3)$$

ここに, ε_m は鋼管橋脚基部の曲げモーメントによるひずみ, h はすべり面からひずみ測定位置までの高さ, H は鋼管橋脚頂部に働く水平力, Z は鋼管の断面係数, E は鋼管のヤング係数である。

位置する Case1 の場合には、スライダが中心位置から変位することによって、P- δ 効果による鋼管の曲げひずみが生じる。また、支承を上下反転した Case2 の場合には、図-12(b)に示すように、上部構造と橋脚の相対変位に関わらず、上部構造からの鉛直力は常に橋脚中心に作用するため P- δ 効果は生じない。ここで、同じ断面において測定したひずみの差分を取ると、鉛直力によるひずみが打ち消され、曲げモーメントによって生じるひずみ $\varepsilon_m = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/2$ が求まる。この曲げモーメントによるひずみは上部構造からの水平力によるひずみと P- δ 効果によるひずみの和となり、以下のように表すことができる。

$$\varepsilon_m = \frac{hH}{ZE} + \frac{Pe}{ZE} \quad (4)$$

ここに、 h はひずみ測定位置から水平力作用位置までの高さ、 H は水平力、 Z は鋼管の断面係数、 E は鋼管のヤング係数、 P は上部構造からの鉛直力、 e は鉛直力が橋脚に作用する偏心量である。加振終了後には水平力 H はゼロとなるため、上部構造の残留変位によって e が生じる場合には、 ε_m は残留ひずみとなる。

P- δ 効果による橋脚基部のひずみの時刻歴を図-13 に示す。橋脚基部のひずみは4本の鋼管橋脚における平均値である。図-13に示す黒線は図-11の青線と黒線の差分であり、式(4)における右辺の第2項に対応する計測ひずみを表している。赤線は計測された上部構造の水平変位を用いて、式(4)における右辺の第2項から計算した P- δ 効果によるひずみ分を示し、Case2 における偏心量 e はゼロとしている。ここで、橋脚1本当たり作用する鉛直力として P には 4.29kN を用いている。図-13(a)から黒線と赤線は全体的に同様の履歴を示しており、Case1 の橋脚に生じるひずみは上部構造の変位によって生じていることが確認できる。図-13(b)に示すように Case2 では、上部構造からの鉛直力は常に鋼管の中心に位置するため、P- δ 効果は生じず、残留ひずみは生じていない。

全ての地震波加振後における上部構造の残留変位と橋脚基部に生じた残留ひずみの関係を図-14 に示す。黒印は Case1、赤印は Case2 の結果を示し、理論による残留変位と残留ひずみの関係も黒い点線で併せて示す。Case1 では残留ひずみと残留変位は比例関係にあり、理論による関係とほぼ一致する。一方、Case2 では残留変位に関わらず残留ひずみが生じていない。以上から、シングル球面すべり支承では、スライダとコンケイブプレート上下位置によって、橋脚に及ぼす影響が異なり、Case1 のようにコンケイブプレートがスライダの下に位置している場合、上部構造の変位による P- δ 効果によって、橋脚に曲げひずみが生じることを確認した。

4. 結論

本研究では、シングル球面すべり支承の地震時挙動を

明らかにするために、シングル球面すべり支承で支持された橋梁模型桁に対して振動台による加振実験を行った。特に、上部構造の応答およびその応答が下部構造に及ぼす影響に着目し、シングル球面すべり支承で支持された橋梁の地震時挙動を調べた。本研究を通して得られた結果および知見を以下に示す。

- 1) 上部構造が撓動した場合、球面すべり支承の免震効果によって、上部構造の応答加速度は下部構造に入力される加速度よりも低減される。
- 2) 橋軸直角方向加振では回転応答が若干生じるものの、上部構造の偏心载荷による回転はほとんど生じなかった。
- 3) シングル球面すべり支承では、スライダとコンケイブプレート上下位置によって、下部構造に及ぼす影響が異なる。
- 4) コンケイブプレートが下に位置する場合、上部構造の変位によって橋脚に偏心荷重が作用するが、上下位置が反転する場合は、橋脚への鉛直荷重は常に橋脚中心に作用するため、上部構造の変位による下部構造への影響はほとんど生じない。

謝辞：本実験の実施にあたっては、日鉄エンジニアリング(株)の野呂直以氏、山崎伸介氏、(株)シビテックの渡辺亮氏からは多大なご助言、ご支援を頂いた。ARUP ロサンゼルス支社の Huseyin Darama 氏には球面すべり支承の設計に関する助言を頂いた。防災科学技術研究所の KiK-net の強震観測データを使用させていただいた。ここに記して厚くお礼を申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No.520、V-28、I-11、pp.1-11、1995。
- 2) 山平喜一郎、大塚久哲：兵庫県南部地震における鋼桁損傷要因の分析と耐震性向上策の検討、土木学会論文集 No.696、I-58、pp.31-43、2002。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996。
- 4) 藤倉修一、川島一彦：2016 年熊本地震による道路橋の被害概要、第 19 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.161-168、2016。
- 5) 大住道生、星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析、第 20 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.121-128、2017。
- 6) 曾田信雄、山田金喜、木水隆夫、広瀬剛、鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験、構造工学論文集、Vol.59A、pp.516-526、2013。
- 7) 中村秀司、西本晃治、富本淳：球面すべり支承 NS-SSB®の開発～高面圧で周期のばらつきが小さい免

- 震支承～, 新日鉄住金エンジニアリング技報 Vol.6, pp.28-35, 新日鉄住金エンジニアリング株式会社, 2015.
- 8) Zayas, V. A., Low, S. S. and Mahin, S. A. : The FPS Earthquake Resisting System: Experimental Report, Earthquake Engineering Research Center, Technical Report, UBC/EERC-87/01, 1987.
 - 9) Tsai, C. S., Chiang, T. C. and Chen, B. J. : Finite element formulations and theoretical study for variable curvature friction pendulum system., Engineering Structure 2003;25:1719–30, 2003.
 - 10) Fenz, D. M. and Constantinou, M. C. : Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(11) 1403-1424, DOI: 10.1002/eqe.589., 2006.
 - 11) 岡村茂樹, 藤田聡: 摩擦振り子型免震装置群の地震時挙動に関する研究, 日本機械学会論文集(C 編), Vol.67-660, pp.62-69, 2001.
 - 12) 竹内徹, 中村秀司, 内田正颯, 吉田道保, 松井良太: 偏心および浮き上りを考慮した球面すべり支承の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80-715, pp.1385-1392, 2015.
 - 13) 藤倉修一, 菊地真紀, Nguyen Minh Hai, 武田龍國, 中島章典: 静的正負交番載荷実験によるダブル球面すべり支承の復元力特性, 構造工学論文集 Vol.64A, pp.283-292, 2018.
 - 14) 藤倉修一, Nguyen Minh Hai, 竹内小織, 中島章典: ダブル球面すべり支承で支持された橋梁桁の活荷重作用時挙動に関する基礎的研究, 構造工学論文集 Vol.65A, pp.178-187, 2019.
 - 15) 大藪宏文, 藤倉修一, 前鶴菜摘, Nguyen Minh Hai, 中島章典: シングル球面すべり支承で支持された橋梁の活荷重時挙動に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 66A, pp.274-282, 2020.
 - 16) C.S. Tsai, Po-Ching Lu, Wen-Shin Chen, Tsu-Cheng Chiang, Chen-Tsung Yang, Yung-Chang Lin : Finite element formulation and shaking table tests of direction-optimized-friction-pendulum system, Engineering Structures 30, pp.2321–2329, 2008.
 - 17) 竹内徹, 吉田道保, 内田正颯, 西雄士, 松井良太: 積載物の落下防止を目的とした立体倉庫への免震支承の適用, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp.629-637, 2016.
 - 18) 気象庁: 平成 25 年度長周期地震動予測技術検討 WG 報告書, 2014.

(Received July 1, 2009?)
(Accepted November 1, 2009?)

SHAKING TABLE TEST FOR BRIDGE MODEL ISOLATED WITH SINGLE SPHERICAL SLIDING BEARING TO INVESTIGATE INFLUENCE TO SUBSTRUCTURE

Hirofumi OYABU, Shuichi FUJIKURA, Minh Hai NGUYEN and Akinori NAKAJIMA

Although a laminated rubber bearing has been widely used in many bridges as a seismic isolation bearing in Japan, some laminated rubber bearings were damaged during the major earthquakes in recent years. Therefore, it is important to develop a different type of bearings from the laminated rubber bearings in order not to rely on one type of bearings. Spherical sliding bearings (SSB) have been applied for seismic isolation since the 1990's in some seismic regions. In this study, to investigate the seismic behavior of a single spherical sliding bearing, a bridge model experiment with shaking table was carried out for applying the SSB to bridges in Japan.