

橋梁の免震基礎に関する模型振動実験

安同祥¹・渡辺勉²・近藤岳史²・清宮理³

¹早稲田大学 建設工学専攻 博士課程 (〒169 8555 東京都新宿区大久保3-4-1 51号館16F-01)

E-mail: antongxiang@ybb.ne.jp

²早稲田大学 建設工学専攻 修士課程 (〒169 8555 東京都新宿区大久保3-4-1 51号館16F-01)

E-mail: w-tsutomu0422@asagi.waseda.jp

³早稲田大学 社会環境工学科 教授 (〒169 8555 東京都新宿区大久保3-4-1 51号館16F-01)

E-mail: k9036@waseda.jp

従来一体型の下部構造と基礎構造を分離し、その間に緩衝材で形成する免震層を充填し、下部構造と基礎構造との相対変位（ロッキング・すべり）及び緩衝材の履歴減衰を利用して地震エネルギーの吸収を図る免震構造を提案した、この免震構造の振動特性及び耐震性能などを調べるために、「道路橋示方書・同解説」に示される兵庫県南部大地震で収録された動的解析用地震波形を用いて模型振動実験を実施した。実験結果として、今回の免震構造は上部構造、基礎構造とも断面力をかなり低減できることが判明した。

Key Words : model vibration experiment, isolation foundation, buffer material, rocking, sliding

1. はじめに

地震活動の大きな地域で、橋梁構造、特に上部構造を支えている下部構造と基礎構造は殆ど地震荷重によって支配されている。1995年1月に発生した兵庫県南部大地震は橋梁構造物を始め数多く構造物に甚大な被害をもたらした。これを受け、橋梁構造物の耐震性に対する要求は一層に高くなってきた。

構造物は地震荷重に対して、力で抵抗するか、地震エネルギーを巧く吸収し発散するかにより耐震構造と免震構造に分類されている。いま、橋梁の免震は主として、減衰履歴を持つダンパーと積層ゴム支承からなる免震装置による上部構造荷重に対するの免震で、これはRC製下部構造の自重による慣性力に対してあまり免震効果がなく、且つゴム支承は高価であり、地盤変形の大きい軟弱地盤への使用は不適とされている。

橋梁の直接基礎で、地震時ロッキングによって基礎に浮き上がりが生じ、その結果として地震エネルギーが減衰されることがある¹⁾²⁾。さらに、1997年に着工され、2004年の竣工を目指しているギリシャのリオン・アンティリオン斜張橋では、主塔の基部と鋼管杭で補強された地盤との間に砂礫を敷いて、主塔基部のロッキングとスライディングを利用して地震荷重の低減を図っている³⁾。そこで、従来一体となっている下部構造と基礎構造をフーチング部で分離して、その間に緩衝材などで形成する免震層を充填し、下部構造と基礎構造との相対変位（ロッキ

ング・すべり）及び緩衝材の履歴減衰を積極的に利用して地震エネルギーの吸収を図る免震構造を提案する。提案する免震構造の概要は図-1に示す。

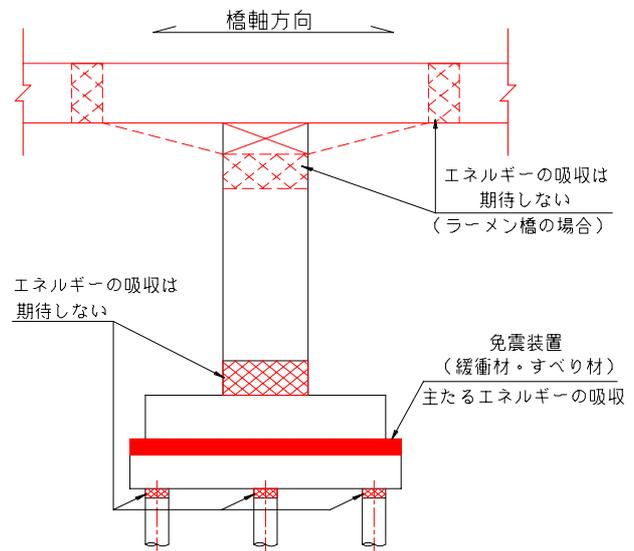


図-1 免震構造概要図

2. 実験概要

「道路橋示方書・同解説」（以下は「道示」と呼ぶ）に規定する種地盤に建てられた杭基礎を有

する一基の橋脚とそれが支持している上部構造を対象として、1/36で縮小した模型について振動実験を行った。相似比は振動台の能力によって決定した。上部構造の質量は鉄板によって与え、下部構造はモルタルにて作成した。基礎構造は杭式で、アルミの角材と受台からなるフレーム構造を用いた。アルミ角材の配置および長さは杭基礎のパネ値に相似するように決めた。橋脚フーチング部を水平方向に分割し、この間に免震材を挟んだ。模型の概要を図-2に

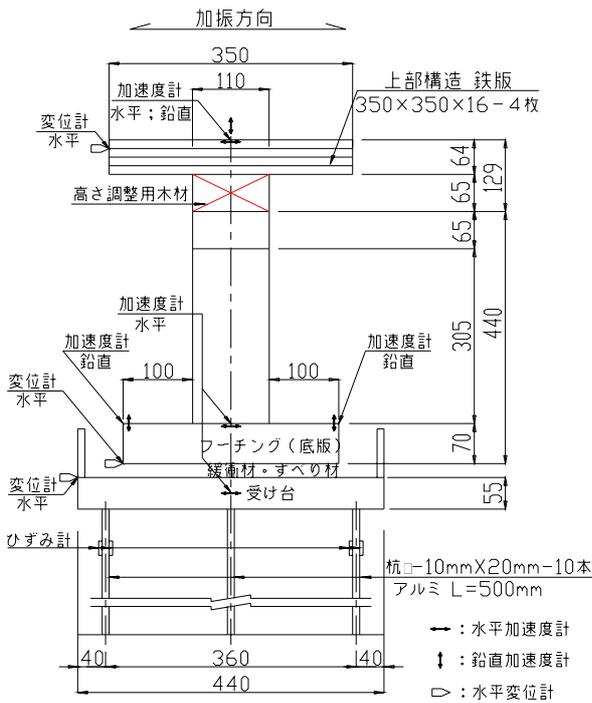


図-2 模型概要及び計測器配置図

示す。模型の主な諸元は次のとおりである。

上部構造；質量：67kg，重心位置：下部構造天端から97mm。下部構造；重量：36kg，高さ：440mm，底板寸法：310（加振方向）* 350mm。基礎構造；アルミ角材：10mm * 20mm * 500mm - 10本。受台：440mm(加振方向) * 490mm。一体構造とした場合模型の一次（卓越）固有振動数： $f_0=6.1\text{Hz}$ 。模型の免震材より上（上部構造 + 下部構造）にある部分の重心位置： $h_0=411\text{mm}$ （底版の下面から）。ここに、模型の免震材より上にある部分の重心位置 h_0 は式-1を満足している。

$$h_0 \leq B / (3 \cdot k_h) \quad (1)$$

ここに、 B ：フーチングの加振方向の幅

k_h ：種地盤におけるレベル1地震動の設計水平震度で、 $kh=0.25$ とした

図-2に計測機器の配置個所を示す。免震材の変形を測るためにフーチングと受台に加振方向に加速度

計及び変位計を取り付け、ロッキングを計測するためにフーチングの両端に鉛直加速度計を取り付けた。また、基礎構造及び上部構造の振動挙動を計測するためにアルミ材(杭)にひずみ計、鉄板(上部構造)に加振方向に加速度計及び変位計、鉛直方向に加速度計を取り付けた。

実験は基礎フーチング部の構造を大きく分けて次の2ケースとした。一体構造(従来型) 分離し緩衝材を充填した構造(緩衝材は豊浦砂とした、砂の厚さは加振方向フーチング幅の1/20にした)

実験用波形は1995年兵庫県南部地震の時にJR西日本鷹取駅構内地盤上得られたNS成分記録及び大阪ガス葺合供給所構内地盤上の記録(以下にそれぞれJR鷹取地震波、大阪ガス地震波と呼ぶ)とした。

入力波の振幅を10%、20%、50%、80%、90%、100%と段階的に増加させて実験を実施した。従来の一様構造について、模型耐力の限界を考慮して入力波振幅の上限値は30%とした。

3. 実験結果および考察

段階加振での上部構造の最大応答加速度を表-1に示す。

表-1 上部構造の最大応答加速度 単位:gal

| 構造系 | 入力波形 | 入力最大値 a_i | 応答最大値 | | 応答倍率 | |
|-----------|--------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| | | | 水平 a_{ho} | 鉛直 a_{vo} | a_{ho}/a_i | a_{vo}/a_i |
| 従来一体構造 | 大阪ガス | 86.24 | 253.82 | --- | 2.943 | --- |
| | | 167.58 | 492.94 | --- | 2.942 | --- |
| | | 263.62 | 846.72 | --- | 3.212 | --- |
| 砂充填した免震構造 | JR鷹取 | 76.44 | 253.82 | 48.02 | 3.321 | 0.628 |
| | | 177.38 | 330.26 | 248.92 | 1.862 | 1.403 |
| | | 368.48 | 444.92 | 607.6 | 1.207 | 1.649 |
| | | 584.08 | 569.38 | 1248.52 | 0.975 | 2.138 |
| | | 688.94 | 597.8 | 1201.48 | 0.868 | 1.744 |
| | 大阪ガス | 746.76 | 632.1 | 1291.64 | 0.846 | 1.730 |
| | | 100.94 | 258.72 | 76.44 | 2.563 | 0.757 |
| | | 157.78 | 340.06 | 234.22 | 2.155 | 1.484 |
| | | 440.02 | 574.28 | 899.64 | 1.305 | 2.045 |
| | | 684.04 | 684.04 | 971.18 | 1.000 | 1.420 |
| | 775.18 | 722.26 | 1865.92 | 0.932 | 2.407 | |
| | 841.82 | 775.18 | 1588.58 | 0.921 | 1.887 | |

図3～図5はそれぞれ段階加振により上部構造水平加速度及び基礎杭断面力の応答倍率を示す。実験用一体構造は線形構造であるため、各応答値の応答倍率は一定と推定する。砂を充填した免震構造の上部工水平加速度及び基礎杭断面力の応答倍率は、入力水平加速度の振幅の増加につれて大幅に減少してい

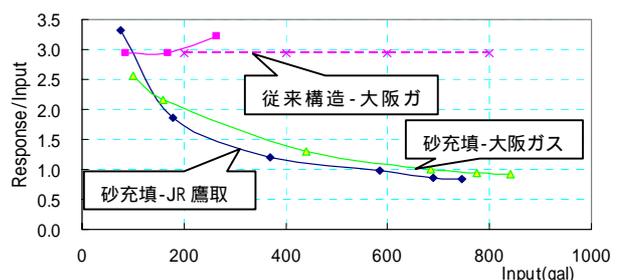


Fig.3 Response Amplification of Acc. at Superstr.

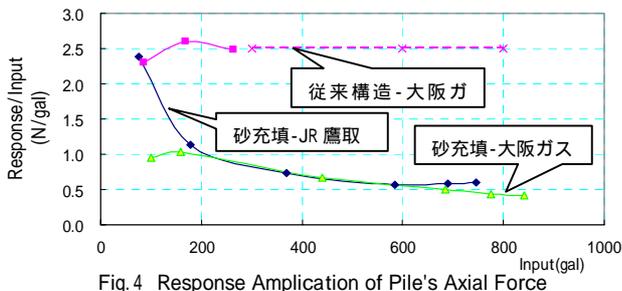


Fig. 4 Response Amplification of Pile's Axial Force

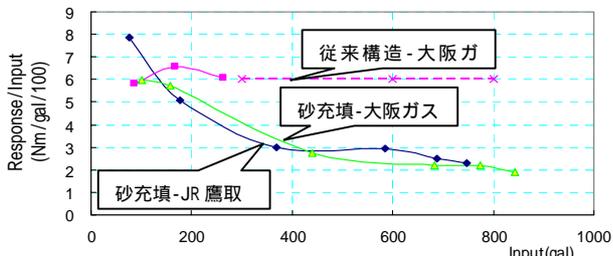


Fig. 5 Response Amplification of Pile's Moment

った．これは後述のように，入力振幅の増加によりロッキングが生じたり，免震材が変形したりにして，振動エネルギーを消散したためである．

ロッキングの発生により，表-1に示すように鉛直加速度が大きく生じる．この鉛直加速度は高周波数を有し衝突によるものであるが，図4及び図5によれば基礎構造に与える影響はあまりないことが分かる．

図6にJ R 鷹取地震波にて段階加振によって計測

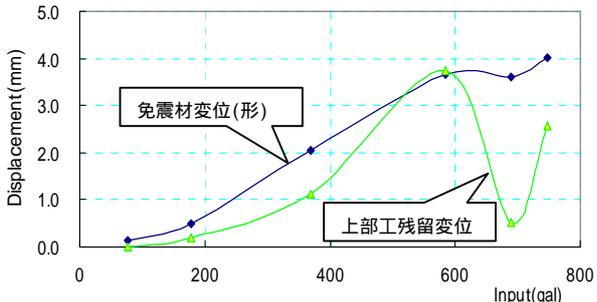


Fig. 6 Residual Dis. & Deformation of Sand Layer

した上部構造の残留変位及び免震層の最大水平変位量を示す．入力水平加速度が大きくない（600gal以下）場合，砂層は復元力が少ないため，免震層（砂層）の最大水平変位量はほぼ上部構造の残留変位となるが，入力加速度が大きくなると，フーチングと免震層との間にすべりが生じ，上部構造の残留変位は免震層の最大水平変位量より小さくなった

図7は一例としてJ R 鷹取地震波を100%加振した場合の各応答値の時刻歴である．図7-aは上部構造の応答水平加速度で，最大値となる所で雑音的な振動が見られるが，頭打ちの現象が発生していた．図

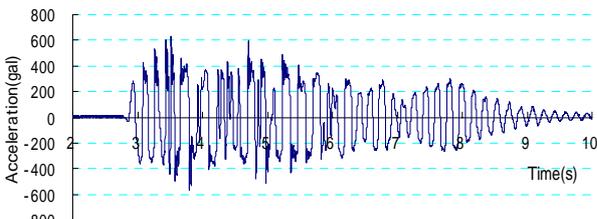


Fig. 7-a Horizontal Acceleration at Superstr. History

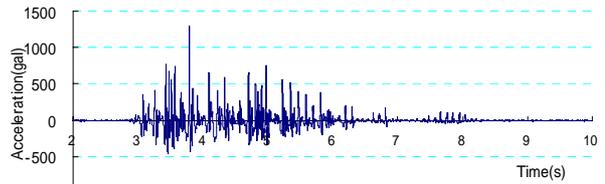


Fig. 7-b Vertical Acceleration at Superstr. History

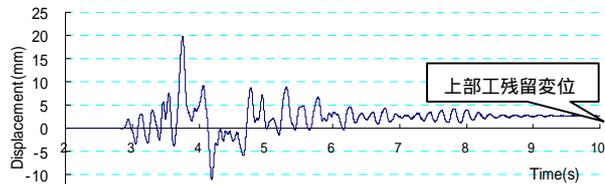


Fig. 7-c Horizontal Displacement at Superstr. History

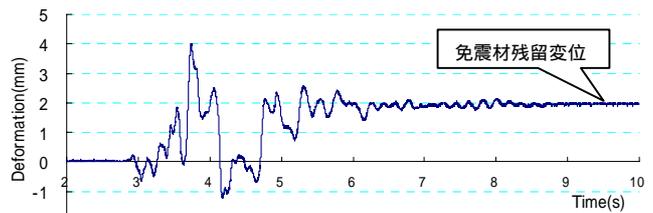


Fig. 7-d Horizontal Deformation of Isolator History

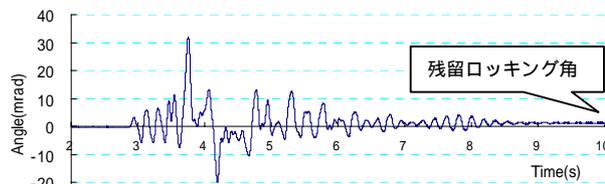


Fig. 7-e Rocking Angle History

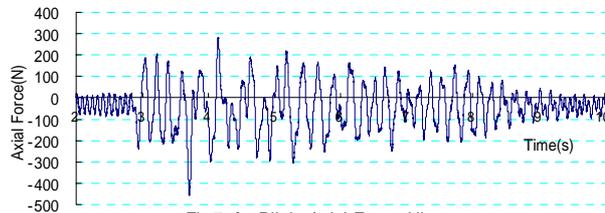


Fig. 7-f Pile's Axial Force History

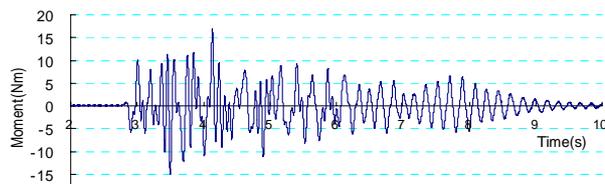


Fig. 7-g Pile's Moment History

7- b は上部構造の応答鉛直加速度で，最大値は1000gal以上まで上るが，後に示すスペクトル解析結果から分るように，基礎構造への影響が小さい．図7- c から e まではそれぞれ上部構造の水平変位 s ，免震材（砂層）の水平変位（形）量 i ，ロッキング角度 θ を示す．ロッキング角度 θ は式-2で求めた．

$$\theta = (s_i - s_f) / h \quad (2)$$

ここに， s_s ， s_f はそれぞれ上部構造，フーチングの絶対水平変位で， h は上部構造とフーチング部の変位計間の鉛直距離である．

上部構造の残留変位 r_i は近似的に式-3で与えられる．

$$r = r_i + r_i \cdot h_i \quad (3)$$

ここに、 m_i 、 h_i はそれぞれ免震材の残留水平変位と残留ロッキング角で、 h_i は免震材の中心から上部構造重心までの距離である。ロッキング振動について、自重の偏心が復元力になるため、残留角があまり生じない。図7-dによれば、免震材（砂層）の残留水平変位は1.95mmで、上部構造の残留変位2.58mmの3/4を占めていた。

基礎杭断面力の応答値を図7-f, gに示す。今回の実験で、基礎杭にあたるアルミ材の軸方向最大ひずみは30 μ 程度しかないため、ノイズの影響で杭軸力の精度はあまり高くなかった。

J R 鷹取地震波を100%加振した場合各応答値のスペクトル解析結果は図8に示す。

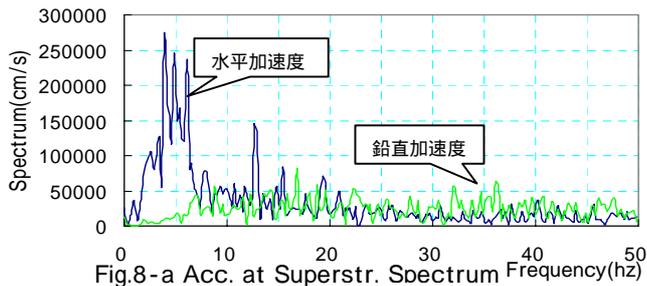


Fig.8-a Acc. at Superstr. Spectrum Frequency(hz)

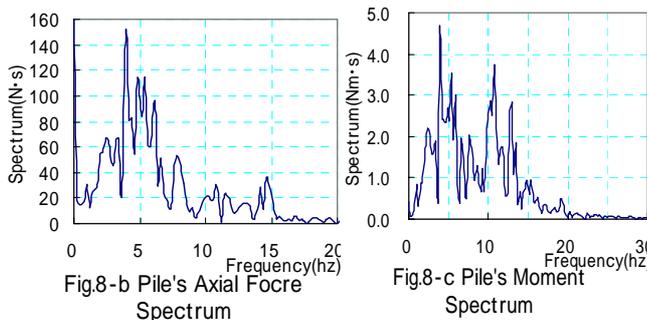


図8-aは上部構造応答加速度のスペクトルで、水平加速度の卓越振動数は3.91~6.10Hzで、一体構造の $f_0=6.10$ Hzより低くなっている、これはロッキングによって振動周期が長くなったからである。一方、鉛直加速度の卓越振動数ははっきり現れない、スペクトルは7.0から50.0Hzまでにはほぼ一定となっている。図8-bとcから分かるように、基礎杭断面力の卓越振動数は上部構造水平加速度の卓越振動数とほぼ一致しており、基礎に対して水平加速度は支配的だったと言える。

J R 鷹取地震波を100%加振した場合免震層の曲げモーメントとロッキング角 ($M\sim$)、水平力と水平変位 ($P\sim$) の履歴ループから吸収エネルギーを以下のように計算した。水平力Pと曲げモーメントMは模型の免震層より上にある部分の水平応答加速度が線形分布と仮定して式-4と式-5によって計算した(ロッキングによる偏心モーメントは無視した)。

$$P = - m_i \cdot a_i \quad (4)$$

$$M = - m_i \cdot a_i \cdot h_i \quad (5)$$

ここに、 m_i : 質量 ; a_i : 水平加速度 ;
 h_i : m_i から免震層までの距離

エネルギー吸収累積Iは下式で求めた。

$$I_{j+1} = I_j + F_j \cdot (D_{j+1} - D_j) \quad (6)$$

ここに、 F_j は荷重で、 D_j は変位である。図9は上記の $M\sim$ および $P\sim$ 履歴によるエネルギー吸収累積時刻歴である。ロッキングによるエネルギーの吸収がスウェイよりかなり大きかった。

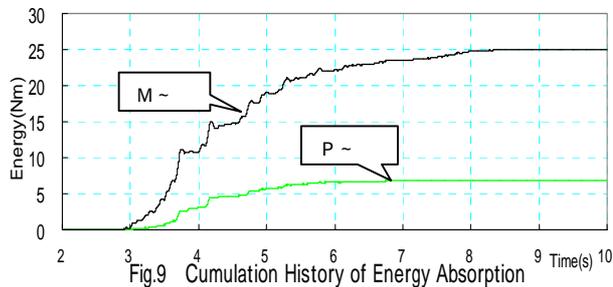


Fig.9 Cumulation History of Energy Absorption Time(s)

4. まとめ

今回の模型振動実験を通して、下記のことが判明した。

- 1) 提案する免震構造は上部工及び杭基礎に対して免震効果がある。
- 2) 砂を免震材とした場合、振動エネルギーの吸収は水平荷重履歴よりもロッキング履歴のほうが支配的になった。これは砂とコンクリートとの摩擦係数がやや大きくて ($\mu = 0.45$)⁴⁾、滑りが殆ど生じなかったためである。
- 3) 上部構造の残留水平変位は砂層の残留水平変位(残留すべり変位)量に大きく依存する。
- 4) ロッキングによって上部構造に大きな鉛直加速度が生じるが、これが杭基礎に及ぼす影響はあまりなかった。

上部構造の残留変位は免震材の残留すべり量に大きく依存しているため、免震材の残留すべり量と摩擦係数や地震波形の特性などとの関連性、残留変位が上部構造に与える影響を調べる必要がある。

なお、本研究は(株)五洋建設、(株)オリエンタルコンサルタンツと共同で実施している。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, H14.3.
- 2) 川島一彦, 細入圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答のに及ぼす影響, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp. 97-111, 2002.4.
- 3) 川島一彦: リオン - アンティリオン橋の耐震設計, 橋梁と基礎, 2001.3.
- 4) 安 同祥, 渡辺 勉, 清宮 理: 橋梁の免震基礎に関する模型振動実験, 第30回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, 2003.3.

(2003. 9. 11 受付)