

すべり方式免震システムを有する橋梁の 動特性に関する実験的研究

岡本 晋¹・藤井俊二²・尾崎大輔¹・M.C.Constantinou³・P.C.Tsopelas⁴

¹正会員 工修 大成建設(株) 技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

²工博 大成建設(株) 技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

³Ph.D. State University of New York at Buffalo

⁴M.Eng. State University of New York at Buffalo

すべり支承とラバーデバイスから構成される免震システムを対象として1/4スケールの1スパン橋梁模型を用いた振動台実験を実施した。実験の結果、すべり方式免震システムを使えば、橋脚に生ずる地震力が非免震の場合に比べ著しく低減できることが確認された。また、システムの摩擦係数や水平ばね剛性が免震橋の動特性におよぼす影響が明かとなった。

Key Words : shaking table test, isolation system, bridge, sliding bearing, earthquake

1. はじめに

近年、多径間連続橋などの中小橋梁を対象とした各種の免震装置が開発されつつある¹⁾。免震装置を橋梁に適用する場合は、伸縮装置等の制限により、橋桁と橋脚の相対変位をあまり大きくすることは望ましくない。そこで、橋梁用免震システムは、長周期化に重点を置くのではなく、むしろ、免震装置のエネルギー吸収能力を高めることにより橋桁の相対変位を抑えながら橋脚に生ずる地震時せん断力の低減を図ることが重要となる²⁾。橋梁用免震装置としては、たとえば、積層ゴムによる長周期化とともに鉛プラグのエネルギー吸収能力を期待した鉛入り積層ゴム支承(LRB)などが実施適用されている³⁾。すべり方式免震システムは、すべりにともなう大きな履歴減衰を期待したシステムで、すべり支承の他、相対変位や残留変位を許容値以内におさめるための水平ばねを併用する⁴⁾。

建築分野では、すべり方式免震システムがすでに建物⁵⁾やコンピューターフロアー⁶⁾を対象として実施適用されている。建屋用システムの実施適用に際して、鉛直動を含む3次元入力に対する建物の応答特性を検討した結果、支承部の相対変位が30cm以内で建屋加速度が非免震の場合の1/2~1/8に低下することが解析的、実験的に確認されている^{7), 8)}。また、橋梁への適用性についても、剛基盤上の1質

点モデルを用いた解析により検討されている⁹⁾。

すべりシステムを有する橋梁の基本的振動特性を調べるために実施した、種々の振幅と周期を持った正弦波入力に対する応答解析結果¹⁰⁾によると、比較的大きな摩擦係数のすべり材を選べば、システムの共振現象が発生しにくくなり、相対変位を制限しながら大きな免震効果が得られることが確認されている。すべり支承を有する橋梁の実地震時の特性については、単径間橋と9径間連続橋を対象とした応答解析結果¹¹⁾や、適切な桁がかり長を調べるために位相差入力を考慮した解析例¹²⁾がみられる。これらの解析結果から、比較的大きな摩擦係数を持ったすべり支承を使用することにより、システムの共振を避け、支承部のすべり変位を抑えながら大きな免震効果が得られることが明かにされている。

すべり方式免震システムを有する模型橋梁を対象とした実験はすでに何例か実施されている。すべり支承と金属性のばねからなるDCD(Displacement Control Device)を組み合わせたシステムを対象とした模型振動実験¹³⁾では、橋脚を剛体としているため、橋脚との連成振動の効果が考慮できず、システムの基本的な特性を検討するにとどまっている。また、積層ゴムの下面にすべり面を設け、支承まわりにゴムパッキンを配置した弾性すべり支承を対象としたハイブリッド応答実験が、LRBなど他の免震支承とともに実施され、それぞれの免震支承の特性が明か

にされている¹⁴⁾。ここで使用されたすべり支承は比較的小さい支承変位ですべりが拘束されてしまうため、地震時保有水平耐力照査用地震動などの強震動入力時には免震効果が期待できないことが報告されている。また、LRBなどの特性を調べるための振動実験で使用した弾性橋脚を有する模型橋梁にすべり方式免震システムを適用した場合の振動実験も実施されており、すべり方式システムの免震効果が一部の地震動に対して確認されている¹⁵⁾。しかし、この実験では振動台の変位制限のため、長周期成分を持った振幅の大きな地震動に対する加振はなされていない。

本報では、すべり支承と水平ばねから構成されるすべり方式免震システムを有する橋梁の実地震動入力時の振動特性を実験的に調べた結果を報告する。模型振動実験は、弾性橋脚を有する1/4スケールの模型橋梁を用い、様々な周期特性を持つ実地震動で加振した。実験では本システムの免震効果を確認するとともに、システムの実特性値（摩擦係数と水平ばねのばね定数）が免震効果に及ぼす影響を調べた。また、残留変位や橋脚毎に異なる特性の装置を使用することによる反力の分散機能についても検討した。これらの検討の結果、すべり方式免震システムを有する橋梁の振動特性が明かとなり、その免震効果が確認された。なお、本報で使用した模型振動実験結果の一部は既に報告している^{16), 17)}。

2. 模型振動実験

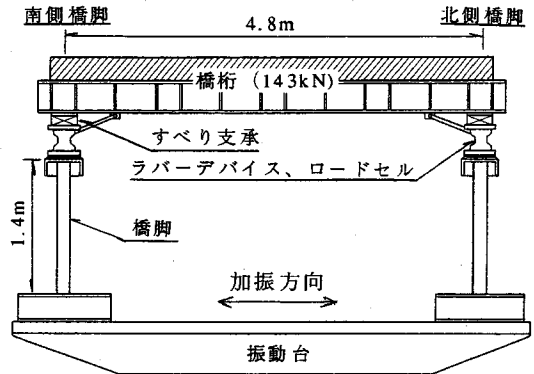
(1) 模型橋梁

本実験では支承部のすべり現象を十分な精度で再現することが重要となる。そこで、橋桁の慣性力とすべり支承の摩擦力との比を模型と実物で一致させるため水平加速度の相似比を1:1とした。また、振動台の能力を考慮しつつできるだけ大振幅の地震動が入力できるように表-1に示すように相似則を設定した。

模型橋梁は図-1に示すようにスパン4.8m、橋脚高さ1.4mである。橋桁は鋼製のはり上にインゴットを載せたもので重量143kN、橋脚は鋼製で1橋脚当たりの橋脚頭部に設置されているロードセル、すべり支承および橋脚頭部のチャンネルの重量を合計した重量（以下、橋脚頭部の重量と呼ぶ）は8.8kNである。両支承のすべり変位を固定した時の模型橋梁の固有周期は、ホワイトノイズ加振の結果から0.26秒と評価された。相似比で換算した原型橋梁の固有周期は約0.5秒に相当する。この値は、橋脚高さ10m～50m程度の実橋梁の、地盤との相互作用効果

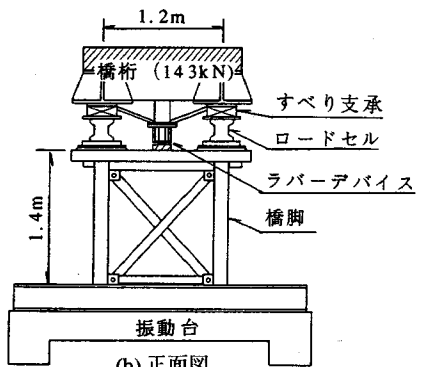
表-1 相似則

物理量	単位	相似則	相似率
時間	sec	T	1/2
長さ	m	L	1/4
変位および変形	m	L	1/4
速度	m/sec	L/T	1/2
加速度	m/sec ²	L/T ²	1/1



一部のケースでは水平鉛直同時加振も実施

(a) 側面図



(b) 正面図

図-1 模型橋梁

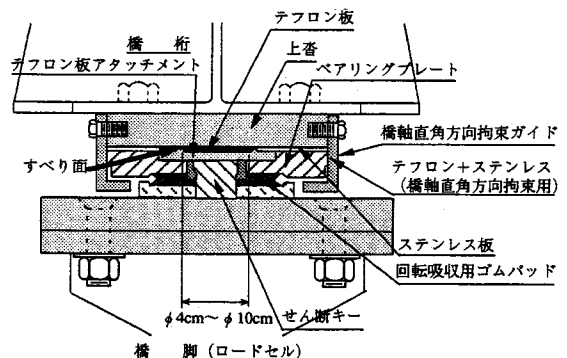


図-2 実験で使したすべり支承

を含んだ固有周期の平均的な値に対応する¹⁸⁾。また、橋脚単体のホワイトノイズ加振結果から得られた橋脚の減衰定数は約1%であった。なお、本実験

では地盤との相互作用効果は考慮せず、橋脚は振動台に固定した。

(2) 橋梁用すべり方式免震システム

すべり方式免震システムは、すべり支承とラバーデバイスと称する水平ばねで構成した。

すべり支承は、図-2に示すように橋桁下面に設置したステンレス板と橋脚に固定したベアリングプレート上にアタッチメントを介して設置したテフロン系の円板との間ですべり現象が生じる構造で、各橋脚に2個ずつ、合計4個設置した。なおベアリングプレートと橋脚の間には、せん断キーと、橋脚頭部が回転した時にもすべり面が密着するために回転の自由度を持たせるための、ゴムパッドを配置した。

今回の実験では、摩擦係数の影響を調べるため、2種類のテフロン系材料を使用した。図-3に要素試験の結果から得られたすべり支承の履歴特性の一例を、図-4に摩擦係数とすべり速度との関係の一例をそれぞれ示す。図-4中にプロットした多数の点は、実地震波加振実験における摩擦係数とすべり速度の関係を示している。テフロン系材料とステンレス板から構成されるすべり面では静摩擦係数とすべり速度が低い時の動摩擦係数に大きな差がなく、図-3に示すように滑らかな履歴特性を示す。また、摩擦係数はすべり速度に依存し、すべり速度が小さくなると摩擦係数が小さくなる。このような摩擦係数の速度依存性は純テフロンとステンレスからなるすべり面等にも見られ、テフロン系材料を使用したすべり面に一般的に見られる現象である。これらの特性から、すべり方式システムを橋梁に適用する場合に以下の利点が得られる。

- ①温度変化に伴うすべり速度が地震時に比べて著しく小さいため、温度変化時の摩擦係数が小さくなる。したがって、温度変化に伴う橋脚のせん断力は地震時に比べ小さくなる。
- ②保有水平耐力照査用地震動入力時にすべり速度が大きくなり、摩擦係数が大きくなるため摩擦現象に伴う大きな履歴減衰が期待できる。
- ③主要動終了後、すべり速度が徐々に小さくなり摩擦係数が低下するため、水平ばねの復元力の影響も考慮すると、残留変位が小さくなることが期待できる。

本実験では、すべり支承に摩擦係数の異なる2種類のテフロンを使用した。ひとつは摩擦係数が2cm/sec以下の低速度領域、20cm/sec以上の高速度領域でそれぞれ5%~8%、12%~16%となるテフロン（本文中では標準摩擦テフロンと呼ぶ）で、もうひとつは摩擦係数が低速度領域、高速度領域でそれぞ

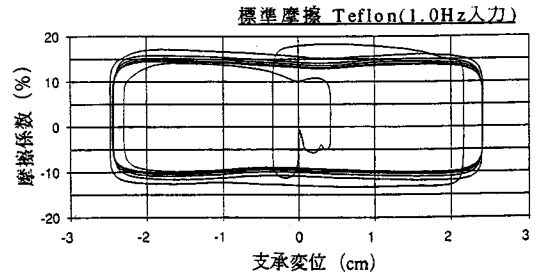


図-3 すべり支承の摩擦係数と支承変位の関係の一例

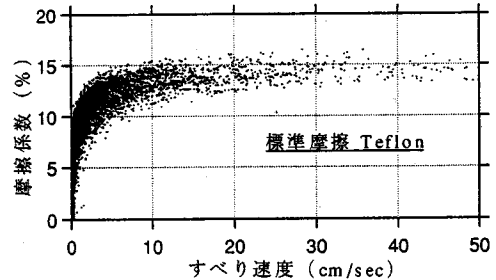
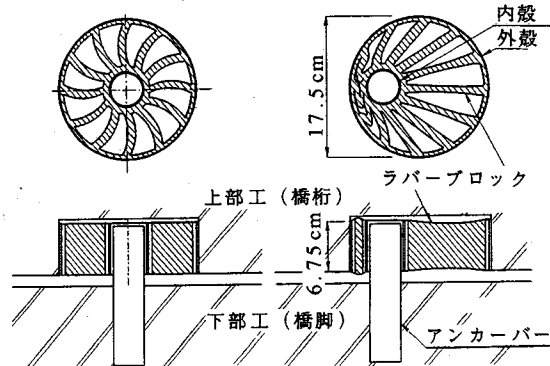


図-4 すべり速度と摩擦係数との関係



図中の数字は実験で使用したラバーデバイスの寸法を示す
(a)ラバーデバイスの形状 (b)ラバーデバイスの変形状況

図-5 ラバーデバイスの外形寸法

れ2%~4%、6%~8%となるテフロン（本文中では低摩擦テフロンと呼ぶ）であった。

ラバーデバイスは、地震時のすべり変位や残留変位を抑制するための水平復元力を得るための水平ばねである。実験で使用したラバーデバイスは図-5に示すように橋桁に埋め込まれたラバーブロックと橋脚に固定されたアンカーバーで構成され、各橋脚1個ずつ、合計2個設置した。ラバーデバイスの直径は、実スケールで最大支承変位20cmを許容することを想定し相似比を考慮し17.5cmとした。図-6に実験で使用したラバーデバイスの荷重変形曲線を示す支承変位が小さい間はほぼ線形の復元力であるが、支承変位が4cmを越えると圧縮側のゴムが押しつぶ

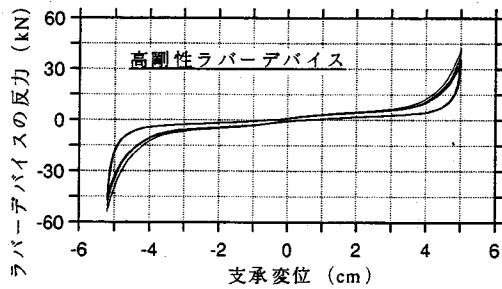


図-6 ラバーデバイスの荷重変形曲線

表-2 実験ケース

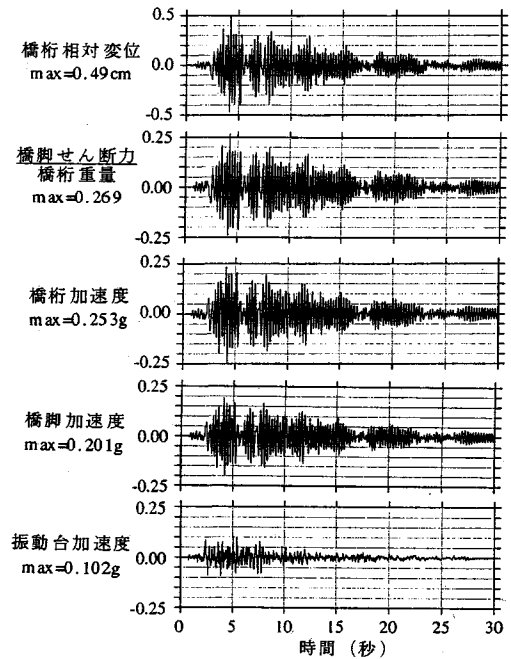
ケースNo.		1	2	3	4	5	6
ケース名		非免震	基本	低摩擦	高剛性	低剛性	反力分散
すべり 支承	固定	○					
	標準 摩擦材		○		○	○	○ ²⁾
	低 摩擦材			○			○ ³⁾
ラバー デバイス	なし	○					
	高剛性			○	○		○ ²⁾
	標準 剛性		○				○ ³⁾
	低剛性					○	
高速度領域の 摩擦係数 (%)		12~ 16	6~ 8	12~ 16	12~ 16	12~ 16	12~16 ²⁾ 6~8 ³⁾
低速度領域の 摩擦係数 (%)		5~8	2~4	5~8	5~8	5~8	5~8 ²⁾ 2~4 ³⁾
すべり後の 固有周期 (秒)	(0.26) ¹⁾	1.49	1.13	1.13	2.13	2.13	1.27

1) 非免震時の固有周期を示す。2) 南側橋脚。3) 北側橋脚。

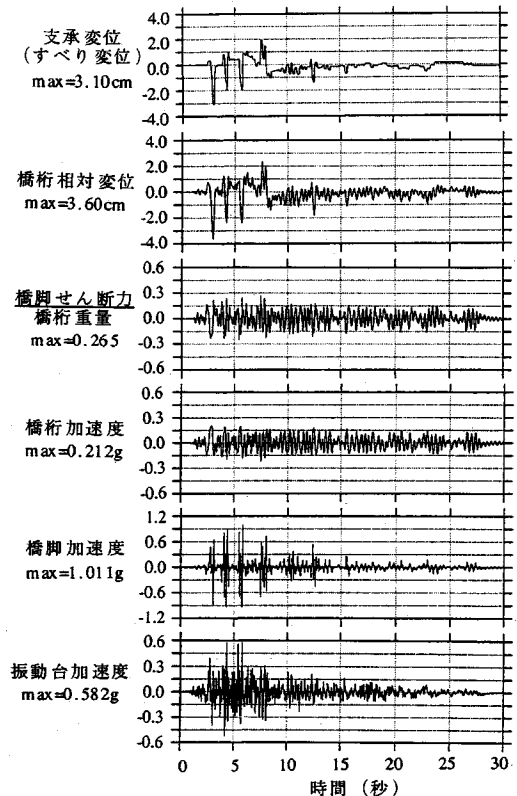
されて反力が急増し、落橋防止機能(変位制限機能)が発揮される。なお、約20cm/sec程度の変形速度までの範囲ではあるが、ラバーデバイスの履歴特性に速度依存性がないことが確認されている。ラバーデバイスの反力が線形となる範囲での剛性と橋桁の重量から算出されるすべり後の固有周期が、模型スケールで、それぞれ1.13秒、1.49秒、2.13秒となる3種類の剛性を持つラバーデバイスを実験で使用した。これらの値は、支承のすべり拘束時の橋梁の固有周期(0.26秒)の4.3倍~8.2倍となる。なお、要素試験結果から求めたラバーデバイスの等価減衰定数は、支承変位3.5cmの時3%から7%であった。

(3) 実験ケースおよび入力地震波

実験ケースは、すべり支承の摩擦係数およびラバーデバイスの剛性を表-2に示すように組み合わせた5種類とし、比較のため、すべり変位を拘束した非免震のケースについても実験した。この中でケース6は反力分散機能を検討するために2本の橋脚にすべり支承の摩擦係数と水平ばねの剛性の異なるシステムを設置した場合である。入力地震波は、Taft波



(a)非免震橋梁の応答特性(ケース1: Taft 75%)



(b)免震橋梁の応答特性(ケース2: Taft 400%)

図-7 橋梁の応答例

などの著名地震波の加速度振幅を調整したものとした。入力波の振幅は、安全を確認しながらラバーデバイスの反力急増点に近づくまで徐々に増加させた。ただし、Pacoima波などでは100%で加振すると反力急増点を越えてしまうため、100%で加振することはできなかった。加振方向は橋軸方向の水平1方向のケースを主体とし、一部鉛直動を同時に加えた水平・鉛直同時加振実験も行った。

3. 実験結果および考察

(1) 橋梁各部の応答特性

図-7に実験結果の一例として、Taft波入力時の非免震橋（ケース1）および標準摩擦テフロンと標準剛性のラバーデバイスをを用いた免震橋（ケース2）の橋梁各部の応答波形を示す。

非免震の場合は橋梁が固有周期0.26秒で振動しており、橋脚加速度および橋桁加速度は振動台加速度のそれぞれ1.97倍、2.48倍に増幅された。橋脚に貼付したひずみゲージにより測定したせん断力の最大値は橋桁重量の26.9%で、橋桁の慣性力（加速度0.253g相当）とほぼ等しかった。

免震橋梁では、振動台加速度が非免震の場合の5.71倍に増加したにもかかわらず、橋桁加速度が非免震の場合の84%に低下し顕著な免震効果が現れた。橋脚加速度にはすべり発生時の摩擦反力により1gを越える応答が生じるが、周期が非常に短いため、橋脚の変形には大きな影響は与えていない。橋脚せん断力の最大値は橋桁重量の26.5%となり、橋桁の慣性力（加速度0.212g相当）の最大値の約1.25倍となる。今回の実験で使用したように橋脚頭部の重量（2橋脚で17.6kN）が橋桁重量（143kN）の12%程度と比較的小さい橋梁を対象とした場合は、橋脚せん断力におよぼす橋脚加速度の影響が小さい。このケースでは支承のすべり変位は3.10cmであり、残留変位はほぼゼロであった。また、免震時の橋桁の振動台に対する相対変位は3.60cmで、非免震時の0.49cmに比べて大きく7.3倍となった。この値は原型橋梁では約14.4cmに相当する。

(2) システムの免震効果

図-8にケース2～ケース6におけるシステムの免震効果を示す。ケース2の結果をみると、Mexico、Pacoima S16E、TaftおよびAkita波を除くと入力加速度が1gに達しても橋桁の応答加速度は0.25g程度で頭打ちとなる。また橋桁変位の最大値はほぼ入力加速度の増加に従って増加した。Mexico、Pacoima S16E、TaftおよびAkita波入力時は他の地震波の場合

より変位が大きく5cm前後に達しており、ラバーデバイスの反力の増加に伴い橋桁加速度が0.25gより大きくなった。Mexico波120%入力時に加速度が比較的小さいにもかかわらず橋桁変位が大きくなるのは、図-9に示すように、Taft波とは異なりラバーデバイスの剛性から算出される固有周期（1.49秒）に比較的近い約1.1秒の周期を持った0.2g程度の波が到達した時に支承変位が急激に増幅されることによる。

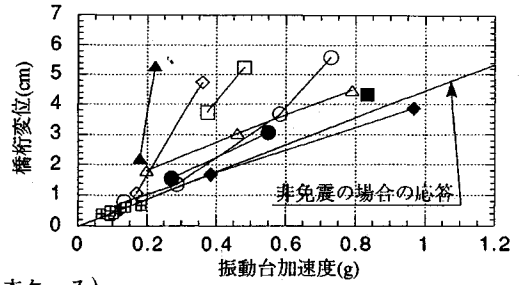
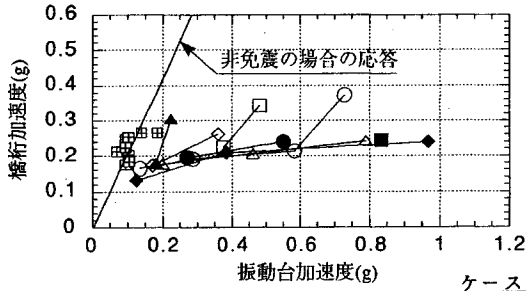
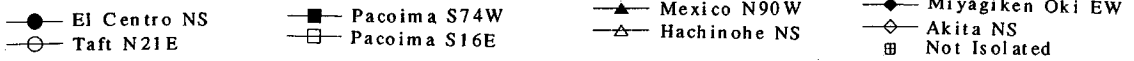
入力波をTaft波500%とした時の、入力波と橋桁の応答波の加速度応答スペクトルを図-10に示す。ここで、非免震時については、入力加速度の最大値を免震時と同一となるように正規化した結果を示す。非免震時の橋桁の応答スペクトルでは、両橋脚固定時の固有周期成分（0.26秒）が卓越するが、免震時は、0.7秒以上の領域で、橋桁の加速度応答スペクトルが入力波のスペクトルとほぼ同等となるものの、非免震時のように特定の周期成分が極端に卓越することはない。図-9に示したMexico波のような、ラバーデバイスの剛性から算出される固有周期に近いやや長周期成分を持つ、大きな振幅を持った地震動が入力する場合を除けば、本システムには明確な共振現象が見られないことを示している。

図-11にケース3（低摩擦）のHachinohe波200%入力時の免震装置の復元力特性、支承変位および橋桁加速度をケース2（標準摩擦）における実験結果（1点鎖線）と比較して示す。橋桁加速度はすべり支承の摩擦係数が小さくなることにより小さくなる。支承変位は載荷の初期に生ずる最大値は両者でほぼ等しいが、その後はすべり支承の摩擦係数が小さい場合に大きくなる傾向が見られる。このことは、摩擦係数が大きい場合には履歴減衰が大きく、その影響で支承変位が小さくなることを示している。

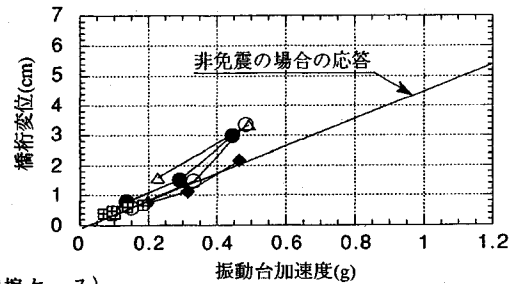
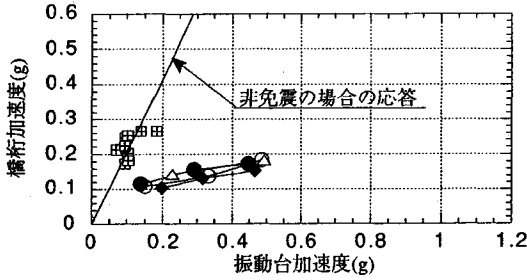
図-12にラバーデバイスの水平剛性が異なるシステムにTaft波400%と500%を入力した時の免震装置の復元力特性を示す。Taft波400%入力時はラバーデバイスの剛性が大きくなるに従い免震装置の反力（すべり支承の反力とラバーデバイスの反力の和、以下同様）が増加する反面、橋桁変位は減少している。Taft波500%入力時は標準剛性および低剛性のケースでは支承変位が増加し、ラバーデバイスの反力急増点を越えるため、デバイス反力が増加している。したがって、すべり方式免震システムの設計に当たっては、ラバーデバイスの反力急増点以下に支承変位を抑えるため支承の摩擦係数やデバイスの剛性を大きくすることが有効となる。

(3) 上下動の影響

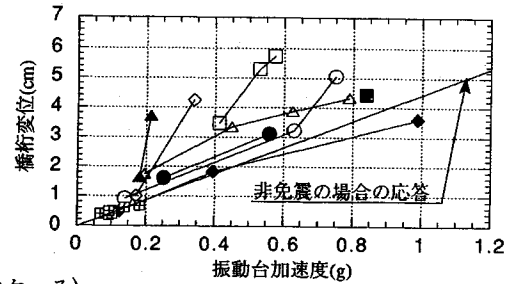
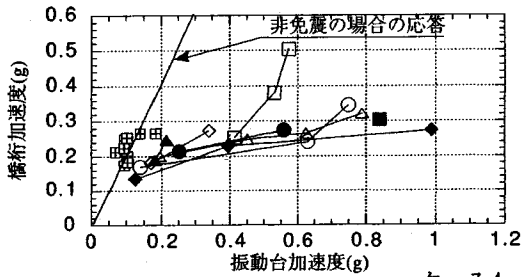
すべり方式免震システムにとって上下動が免震効



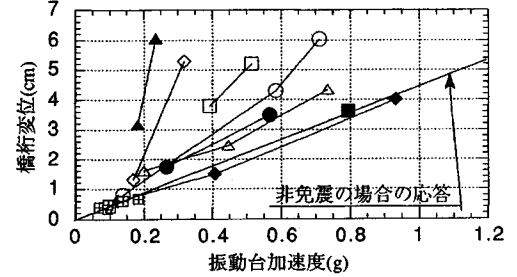
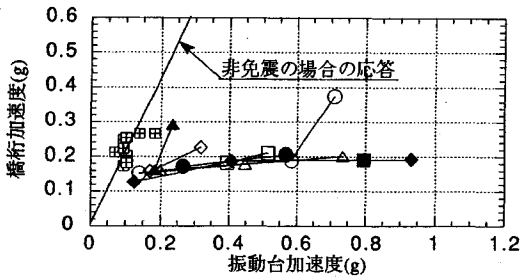
ケース2 (基本ケース)



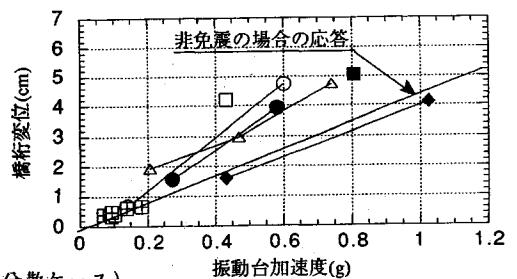
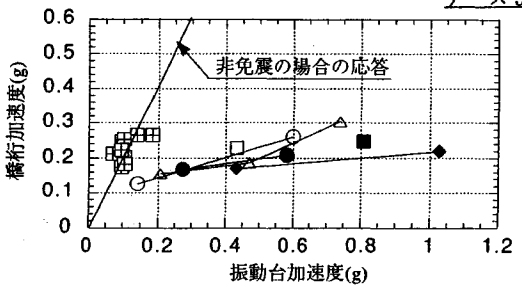
ケース3 (低摩擦ケース)



ケース4 (高剛性ケース)



ケース5 (低剛性ケース)



ケース6 (反力分散ケース)

図-8 システムの免震効果

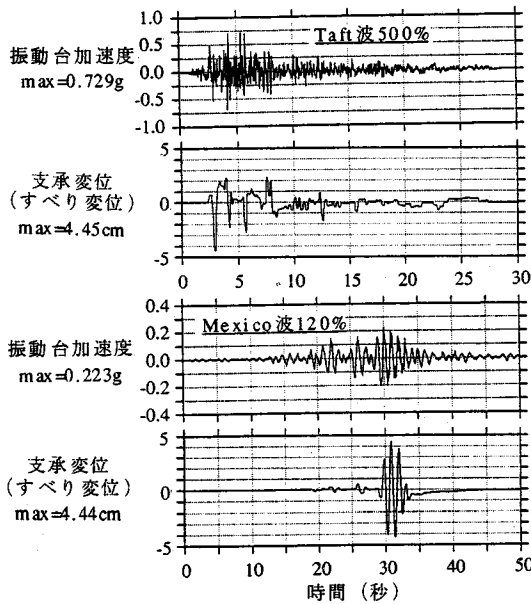


図-9 振動台加速度と支承変位の時刻歴波形(ケース2)

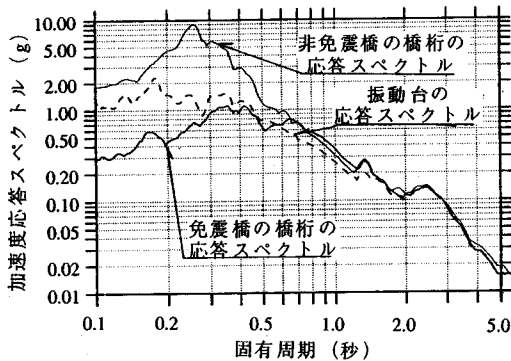


図-10 振動台と橋桁の加速度応答スペクトル(ケース2: Taft波500%入力)

果に影響を及ぼすことが考えられる。今回の模型実験では実際に観測されたTaft波入力時の水平加速度と鉛直加速度を同時に作用させた時の橋梁の応答性状を検討した。

図-13にTaft波400%入力時の鉛直加速度の時刻歴波形を上下動同時入力時と比較した結果を示す。振動台の性能により水平動入力時についても両橋脚上では有意な上下動が生じてはいるが、この上下動はロッキング成分であり、水平上下同時加振時の最大加速度の約半分の値となっている。図-14にこのケースの免震装置の復元力特性を示した。ここに示したケースでは、鉛直動はすべり方式免震装置を有する橋梁の水平方向の振動挙動に大きな影響を及ぼさないことが確認できた。

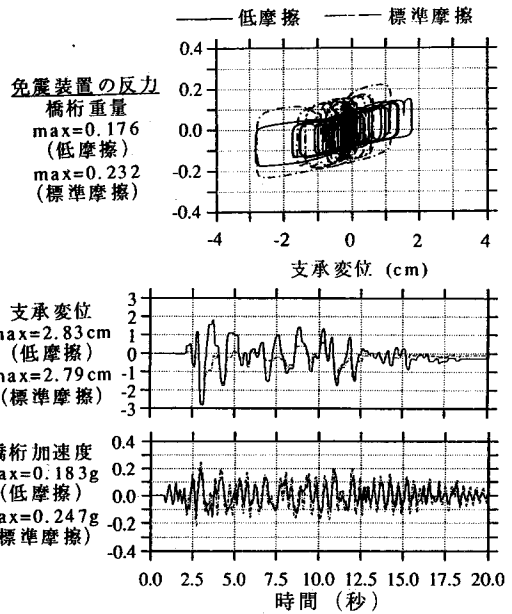


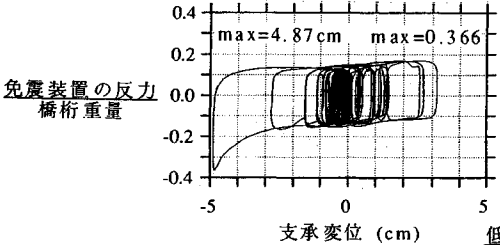
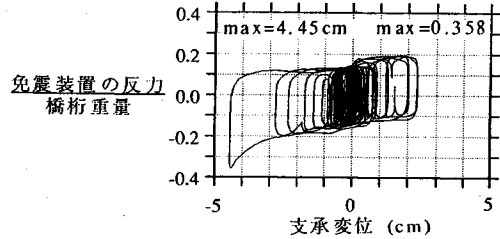
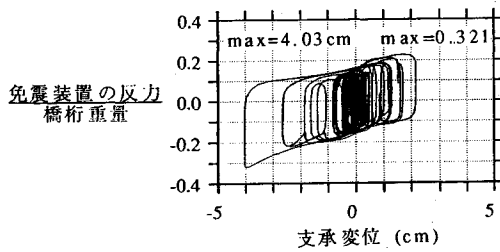
図-11 橋梁各部の応答波形(ケース3: Hachinohe波200%)

(4) 残留変位

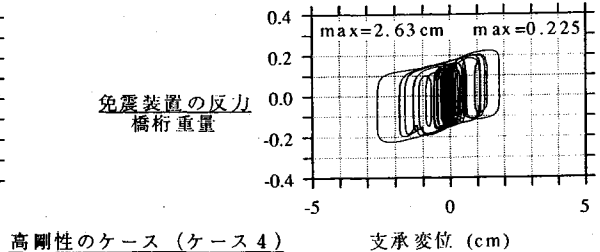
すべり支承を橋梁用免震装置として使用する際、地震後の支承部の残留変位を使用上問題とならない範囲に抑える必要がある。現実的には供用期間中に数回生ずることが考えられる設計地震レベルでは、地震後の交通に全く障害が生じないレベルに抑える必要があり、また、供用期間中に1回は生ずる可能性がある大地震時には、鉄板等による応急復旧を行う前提で、比較的大きな残留変位が許容されるものと考えられる。

実地震記録を入力した時の、振動台加速度と残留変位との関係を図-15に示す。残留変位は、いくつかのケースを除くと、模型スケールで0.5cm以下、実スケールで2cm以下となり、本システムで考慮すべき地震後の残留変位として許容しうる範囲であると考えられる。

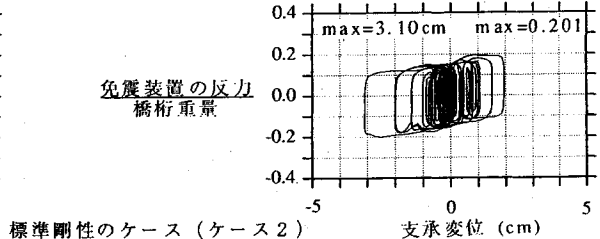
残留変位が大きくなるのは、標準摩擦テフロンと低剛性のラバーデバイスを持ったケースで、特に、Pacoima S16E成分65%を入力した時に残留変位が模型スケールで2.27cm、実スケールで9cmに達した。この値は、残留変位としては比較的大きな値である。図-16にPacoima S16E成分65%入力時の、振動台加速度と支承変位の時刻歴波形を示す。Pacoima波¹⁹⁾は、1971年サンフェルナンド地震時にPacoimaダム(コンクリートアーチダム)のアバットメント上で観測された波で、原波の最大加速度は1.1gに達しており、約8秒間の強震のあと急激に振幅が減少して



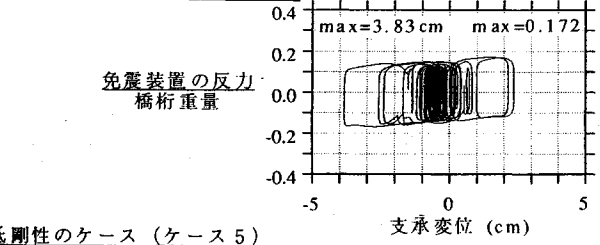
(a) Taft波500%入力



高剛性のケース (ケース4)



標準剛性のケース (ケース2)



低剛性のケース (ケース5)

(b) Taft波400%入力

図-12

免震装置の载荷履歴

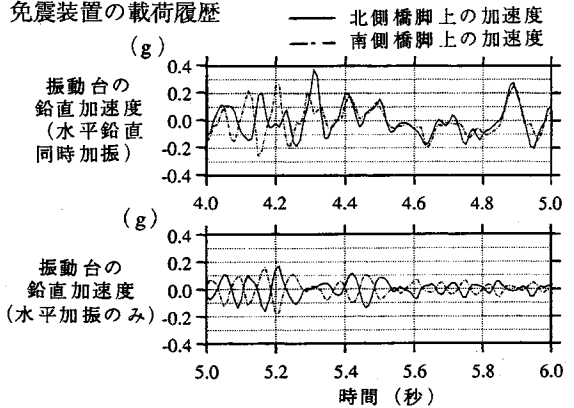


図-13 鉛直加速度の比較

(ケース2: Taft波400%入力)

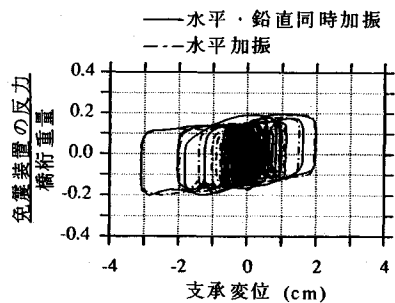


図-14 水平鉛直同時加振時の免震支承の復元力特性 (ケース2)

いる。支承変位は、実験開始2秒後のやや長い周期成分を含んだ揺れの時に大きくなり、その後3秒間支承変位2cmを中心として振動しているが、実験開始後5秒で入力波の振幅が小さくなるとすべりが停止した。

低剛性のラバーデバイスを用いた場合、Pacoima波S16E成分の他Pacoima波S74E成分100%、Mexico波100%、Hachinohe波300%などでも支承の残留変位が模型スケールで1cmを越えており比較的大きかった。この値は最大支承変位5cmの20%を越えており、残留変位として比較的大きな値である。したがって、残留変位の発生状況からみるとラバーデバイスの剛性と橋桁重量とから算定される固有周期が非免震時の固有周期の5~6倍を越えるようなシステムは適切でないと考えられる。

(5) 反力分散機能

多径間連続橋を建設する際、温度応力の緩和と水平反力の各橋脚への分散を図るケース²⁰⁾が増加しつつある。同様の目的ですべり方式免震システムを橋梁に適用するケースが予想されるため、各橋脚のすべり支承の摩擦係数とラバーデバイスの剛性を変化させたシステムについて実験を行い、すべり方式

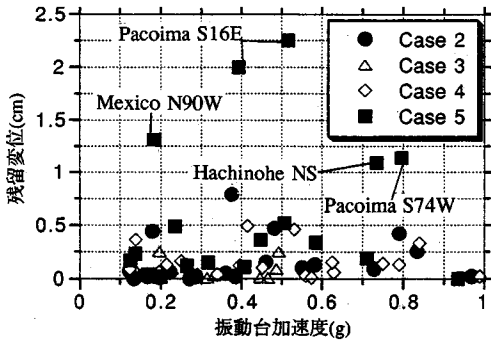


図-15 振動台加速度と残留変位との関係

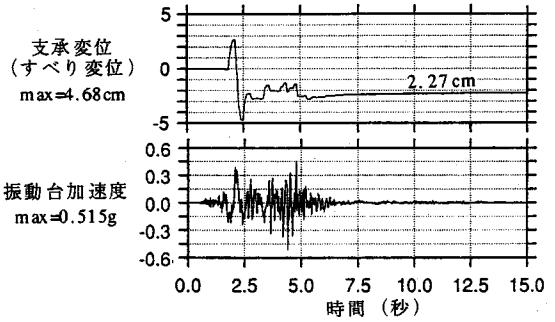


図-16 Pacoima波の残留変位 (ケース5)

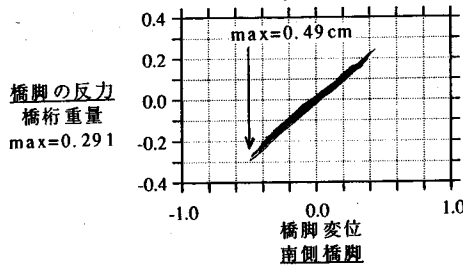
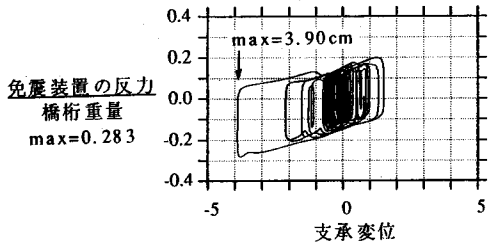
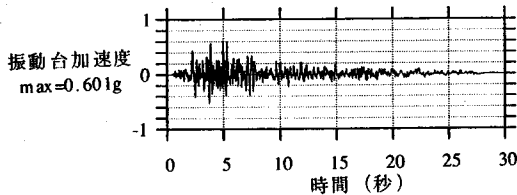
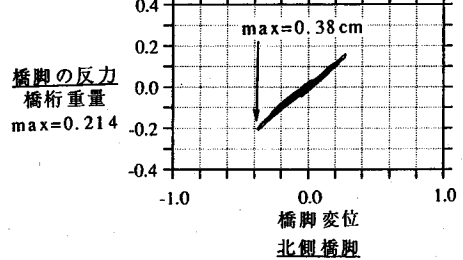
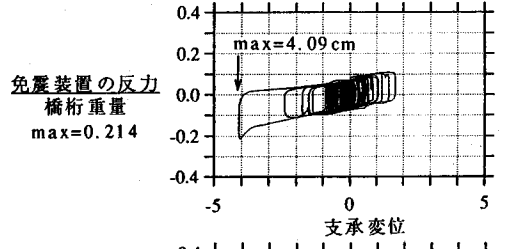
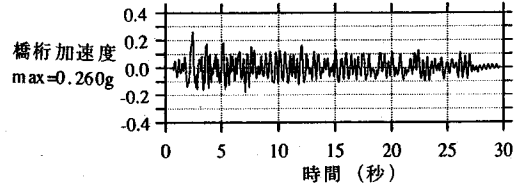


図-17 橋梁の応答特性



(ケース6: Taft波400%入力時)

システムを利用した場合の、反力の分散機能について検討した。

南側橋脚に標準摩擦材と高剛性のラバーデバイスを、北側橋脚に低摩擦材と標準剛性のラバーデバイスをそれぞれ設置し、南側橋脚の反力を北側橋脚より大きくするように計画した。南側橋脚の摩擦係数は北側橋脚の約2倍で、ラバーデバイスの剛性は約1.75倍である。現実的には反力を集中させる側は橋台か、橋脚の剛性を高くすることになるが、ここでは両橋脚の剛性が等しい条件で実験している。

Taft波400%入力時の橋桁の応答波形と、各橋脚および各橋脚上の免震装置の復元力特性を図-17に示す。南側橋脚の支承変位は3.90cmで、北側橋脚の4.09cmより若干小さかった。また、南側橋脚の免震

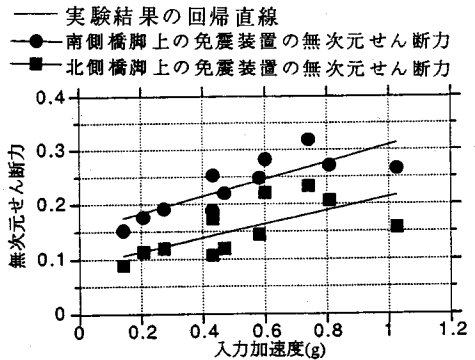


図-18 入力加速度と免震システムの反力との関係 (ケース6)

装置の反力および橋脚のせん断力は、それぞれ北側橋脚の約1.8倍、約1.6倍であり、設計通り南側橋脚へ水平力を集中することができた。なお、橋桁の最大加速度は0.260gで両橋脚上の免震装置の橋桁重量で無次元化した反力の平均値とほぼ等しかった。

図-18に入力加速度と南側・北側橋脚上の免震装置に生ずるせん断力を橋桁重量で無次元化した無次元せん断力との関係を示す。免震装置の反力は初期に設定したとうり南側のほうが大きく北側が小さい。しかし、その比率は一定でなく入力加速度が増加するとともに北側橋脚のせん断力の割合が大きくなる傾向がみられる。このことは、両橋脚に作用するせん断力が摩擦力とラバーデバイスの反力の和として(1)式で求まることに対応している。

$$F_i = \mu_i (w/2) + k_i \cdot u_i \quad (1)$$

ここに、 i : 橋脚No. ($i=1, 2$), F_i : 免震システムに作用する水平反力, w : 橋桁の重量, μ_i : 免震システムの摩擦係数, k_i : ラバーデバイスの剛性, u_i : 支承変位

ここで、実験条件: $\mu_1=0.14$, $\mu_2=0.07$, $k_1=2.27\text{kN/cm}$, $k_2=1.30\text{kN/cm}$, $w=143\text{kN}$ を代入し、実験の結果得られた支承変位としてラバーデバイスの反力が急増していない El Centro 波200%入力時の $u_1 \approx u_2 \approx 3\text{cm}$ を代入すると、両橋脚の免震システムに作用する水平反力 F_1 と F_2 の比は、 $F_1/F_2 \approx 1.9$ となった。この値は、実験の結果得られた両橋脚の免震システムの作用力の比(1.8)とほぼ等しかった。

4. まとめ

1/4スケールの模型橋梁にすべり支承とラバーデバイスから構成されるすべり方式免震システムを適用した橋梁の振動実験を実施した結果、以下の点が明かとなった。

- (1) 水平ばね機能と落橋防止機能を兼ね備えたラバーデバイスと、テフロン板とステンレス板とのすべり現象を利用したすべり支承を組み合わせた、橋梁用すべり方式免震システムを用いることにより橋桁に生ずる加速度が十分低減することが確認できた。
- (2) 支承変位をラバーデバイスの反力が急増しない範囲に抑えることで大きな免震効果が得られることが確認された。支承変位を減らすためには、①摩擦係数を大きくすること、②ラバーデバイスの剛性を高くすることが有効であることがわかった。実設計では、許容される支承変位と要求される免震効果を考慮して、バランスの良い設計を行う必要がある。
- (3) 剛性の低いラバーデバイスを用いたケースを除けば、残留変位は小さく、実用上問題ない範囲と考

えられる。

(4) 積層ゴム系支承を用いた場合と同様に、すべり方式免震システムを用いた場合でも、橋脚毎に摩擦係数やラバーデバイスの剛性を変化させることで水平反力を設計上任意に分散できることが確認できた。

今後、実験結果および実橋梁の地震応答解析を実施し、実用的な設計法を確立していく予定である。

参考文献

- 1) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案),(財)土木研究センター,1992年12月
- 2) 川島一彦：研究展望 免震設計技術の発展と今後の展望,土木学会論文集,第398号,pp.1~12,1988年10月
- 3) 松尾芳郎 ほか：宮川橋の設計と施工—我が国初の免震橋梁—,橋梁と基礎,91-2,pp.15~22,1991年2月
- 4) Okamoto, S. et al. : Shake table test of a model bridge with sliding isolation system, *The 2nd U.S.-Japan workshop on earthquake protective systems for bridges*, pp.89~112, 1992年12月
- 5) Kawamura, S. et al. : Study on a sliding-type base isolation system -System composition and element properties -, *Proc. of 9WCEE*, pp.735~740,1988年8月
- 6) 萩尾堅治 ほか：すべり方式免震床の応答性状,大成建設技術研究所報,第22号,pp.163~168,1989年
- 7) Hisano, M. et al. : Study on a sliding-type base isolation system -Tri-axial shaking table test and its simulation -, *Proc. of 9WCEE*, pp.741~746,1988年8月
- 8) Nagashima, I. et al. : Study on a sliding-type base isolation system -Multi-dimensional response analysis -, *Proc. of 9WCEE*, pp.747~752,1988年8月
- 9) 林亜紀夫：すべり支承の慣性力解放効果について(その3),第18回地震工学研究発表会,pp.261~264,1985年7月
- 10) 岡本晋,深沢泰晴：すべり方式免震システムを有する橋梁の正弦波地動に対する応答特性,構造工学論文集,Vol.40A,1994年3月
- 11) 音川犀三 ほか：免震機能をもつ橋梁の振動特性解析,第15回地震工学研究発表会,pp.249~252,1979年7月
- 12) 後藤尚男 ほか：滑り支承を有する単純桁橋の地震応答—入力の位相遅れを考慮した非弾性応答解析—,第14回地震工学研究発表会,pp.137~140,1976年7月
- 13) Constantinou, M.C. et al. : Experimental and theoretical study of a sliding isolation system for bridges, *NCEER-91-0027*,1991年11月
- 14) 家村浩和 ほか：強震下における免震橋のサブストラクチャーハイブリッド実験,第22回地震工学研究発表会,pp807~810,1993年7月
- 15) Feng, M.Q., Okamoto, S. : Shaking table tests on

- base-isolated bridge with sliding system, *The 3rd U.S.-Japan workshop on earthquake protective systems for bridges*, 1994年1月
- 16) 岡本晋 ほか：橋梁用すべり方式免震システム (TASSブリッジ)の模型振動実験,大成建設技術研究所報,第24号, pp.255~264,1993年
- 17) 岡本晋 ほか：橋梁用すべり方式免震システムの模型振動実験,第48回土木学会年次学術講演会,pp.892~893,1993年9年
- 18) 土木学会：動的解析と耐震設計 第4巻 ライフライン施設,技報堂,pp.56~58,1989年
- 19) 土木学会：動的解析と耐震設計 第3巻 エネルギー施設,技報堂,pp.16~17,1989年
- 20) 香川佑次 ほか：ゴム支承を用いた多径間連続橋の計画—東京湾横断道路浅瀬部橋梁—,橋梁と基礎,91-6, pp.17~24,1991年6年
- (1994. 3. 16 受付)

SHAKING TABLE TEST OF A MODEL BRIDGE WITH SLIDING TYPE BASE ISOLATION SYSTEM

Susumu OKAMOTO, Shunji FUJII, Daisuke OZAKI
M. C. CONSTANTINOU and P. C. TSOPELAS

Shaking table tests of a quarter scale model bridge with sliding type isolation system were performed. The isolation system is composed of a sliding bearing and a rubber restoring force device. As a result of the shaking table test, the following advantageous characteristics have been clarified: 1) The shear force of the pier can be considerably decreased by using the isolation system. 2) The isolation system should be designed so as to limit the sliding displacement before the stopper functions. The use of high friction material and stiffer restoring force device is useful. 3) The residual displacement, in most cases, is small enough for the practical design. 4) By using sliding material of different friction coefficient, and selecting the stiffness of restoring force device, the distribution of the shear force to each pier can be changed.