

橋梁全体系を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁 に関する振動台実験

岡田太賀雄¹・遠藤和男²・運上茂樹³

¹正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

²正会員 修(工) 本州四国連絡高速道路株式会社 長大橋技術センター 耐震・基礎グループ
(〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4-1-22 アーバンエース三宮ビル)

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

1. はじめに

コスト削減を目的とした機能分離型の支承構造として、鉛直荷重を受け持つすべり摩擦型の支承と水平力を受け持つゴム支承（ゴムバッファ）を組み合わせた機能分離型の支承構造が採用される事例が増えてきている。ゴムバッファにより鉛直荷重を支持しない機構であるためゴムバッファ剛性の選択の自由度が広がることになり固有周期を独立に調整でき、常時の回転変位や水平変位の追従性能による制約が無くなるため、コンパクトな支承形状にすることも可能となる。また、すべり系支承に生じる摩擦力が減衰力として作用し、応答値の低減に寄与することが考えられ、従来のゴム系の免震支承と同様の免震効果を得られる機構と考えられる。

すべり系支承を用いた橋梁の免震設計に関しては、すべり系支承の摩擦係数の各種依存性¹⁾の検証実験や振動台を用いた動的挙動の検証実験²⁾及び解析的な検討³⁾が行われているものの、すべり系支承による摩擦効果の影響を適切に取り込んだ免震設計法及び支承構造の性能検証法としては確立していないのが現状である。著者らは、これまですべり系支承を用いた新しい免震設計法に関する研究を実施してきた⁴⁾。本研究の一環として、すべり系支承を有する免震橋梁の地震時挙動と解析手法を検証するために、三次元大型振動台を用いて橋梁全体系を模擬した加振実験を行った。本文ではその成果について報告するものである。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

実験模型橋の一般図及び全景を図-1 及び図-2 に示す。350kN 程度を有する長さ 10m の橋桁模型を鉄筋コンクリート橋脚模型と防護用フレーム両端のローラー支承の 3 点で支持する構造とした。橋脚模型が支持する鉛直荷重はその 1/2 となるが、水平方向には橋桁模型全重量による慣性力が橋脚へと作用することとなる。

橋脚模型については、一般的な道路橋橋脚の 1/5 縮尺程度を想定し、断面形状と高さを 600mm×600mm×2500mm とした。橋脚模型の鉄筋の配置としては、一般的な都市高架橋と同様に主鉄筋比を約 1%程度、帯鉄筋比を約 1%程度とするため、主鉄筋を SD295-D13 鉄筋を 28 本、帯鉄筋を SD295-D6 鉄筋を 45mm ピッチで配置した。また、コンクリート強度は 27N/mm²とした。

橋脚模型天端には図-3 に示すように鉛直荷重を支持するすべり系支承 2 基（以下、支点 1 及び支点 2 とする）と橋軸方向に作用する水平力を支持するゴムバッファを 2 基配置した。加振方向として橋軸方向のみとしたため、ゴムバッファについては鉛直荷重を支持しにくい縦置きとした。また、免震支承を用いない場合の橋の固有周期の 2 倍程度以上となるように、せん断剛性を 2 基で 2000kN/m 程度とした。すべり系支承には、摩擦係数として 0.1 程度のものを用いることとし、充填材入り PTFE（テフロン）と SUS（ステンレス）を組み合わせたタイプ

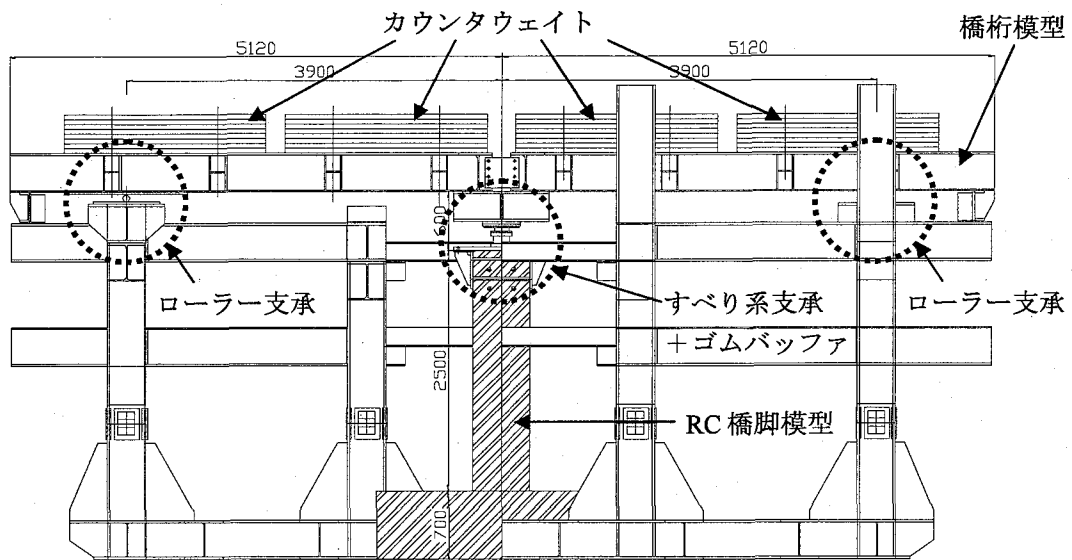


図-1 実験模型橋一般図

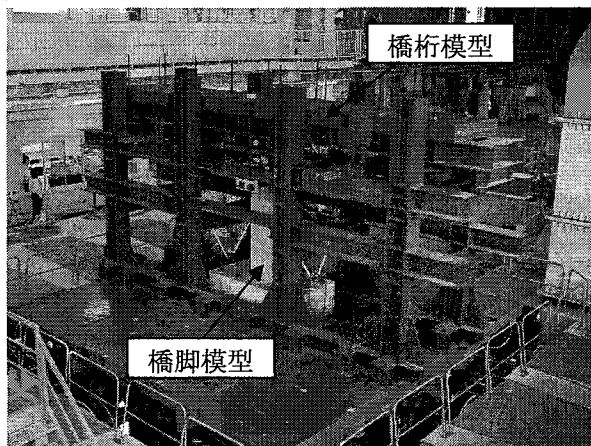


図-2 振動台実験状況

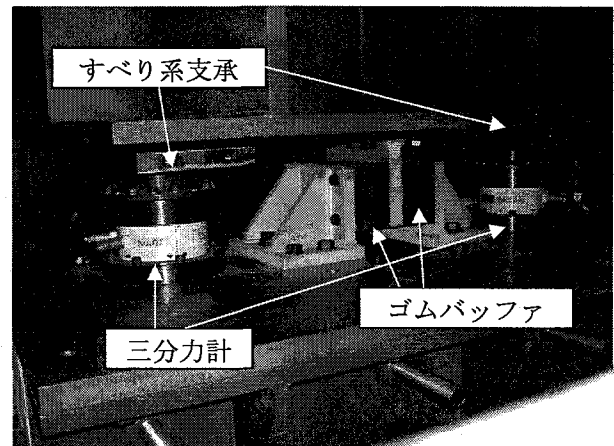
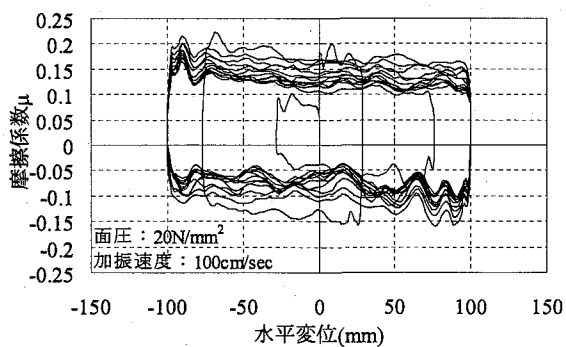
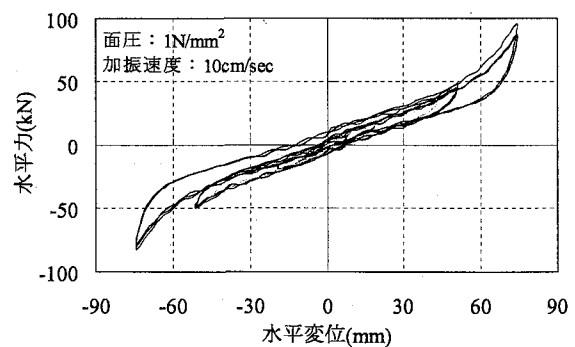


図-3 すべり系支承とゴムバンプの設置状況



a) すべり系支承



b) ゴムバンプ (1 基分)

図-4 すべり系支承とゴムバンプの特性試験結果

を用いた。すべり系支承とゴムバンプの特性試験結果について図-4 に示す。なお、すべり系支承のすべり材の直径は 75mm, ゴムバンプのゴム層厚は 30mm (6mm×5 層) である。

(2) 計測項目

変位 (橋脚天端・橋桁) ・加速度 (橋桁・橋脚天端・フーチング) ・荷重 (三分力計を用いたすべり系支承に作用する摩擦力及び鉛直荷重) ・鉄筋歪み (橋脚基部) の 4 項目について計測しすべり系支承を用いた免震橋の挙動を把握した。

(3) 入力加速度

加振は 1995 年兵庫県南部地震時の JR 鷹取駅構内における強震記録 (NS 成分) の加速度振幅を調整した地震波を用いることとし、縮小模型であるため、図-5 に示すように時間軸について縮尺した加速度波形を用いた。橋脚が弾性範囲から塑性範囲に入るように徐々に加速度振幅を上げていく方法とした。最初の加振は振幅 30%とし、40%、50%と順に入力した。振幅 50%の加振により、橋脚基部の鉄筋歪みが降伏歪み 1854μ に対して 1217μ に達したため、以後の加振については塑性化を進展させるため振幅 80%、110%、140%、170%と 30%ずつ振幅を増加させ入力した。振幅 170%の加振により、橋脚の最大応答変位が終局変位に近づいたため加振を終了した。なお、道路橋示方書 V 耐震設計編では、免震橋梁では橋脚の塑性化を副次的なものに抑え、主たる非線形性は免震支承に発生させることとしている。よって、振幅 140%や 170%時の現象を設計では想定してはいないが、想定外の地震力を受け、橋脚の塑性化が進展した場合においてもすべり摩擦による免震効果が得られるのかどうかを把握することも目的としたため、橋脚の終局変位に近づくまで加振を行った。

3. 実験結果及び考察

各加振ケースで計測された、橋桁・橋脚天端・フーチングの最大応答加速度について表-1 に示す。橋脚天端の応答加速度はいずれの加振においても増幅されているが、入力加速度振幅が大きくなるにつれ橋脚の塑性化が進展するため、その程度は低減され、振幅 170%を入力したケースでは入力地震動よりも低減されている。橋桁の応答加速度はいずれも低減されており、橋脚基部の塑性化があまり進展していない振幅 80%のケースでは入力地震動の 70%程度に低減されており、それ以降の入力では橋脚の塑性化に伴いさらに低減される。橋脚天端に対する橋桁の応答加速度については、橋脚の塑性化の有無や程度にかかわらず、いずれのケースにおいても 30%~40%程度に低減されている。

各加振ケースで計測された、支承・橋脚天端・橋桁の最大応答変位について表-2 に示す。橋脚の塑性化が進展していない振幅 50%を入力したケースまでは、橋桁に占める支承部の変位が 90%程度である。入力振幅 80%及び 110%では支承変位は増加するものの橋脚の塑性化も進展し、橋桁に占める支承部の変位の割合は減少する。想定外として入力した振幅 140%及び 170%ではゴムパuffersのハード

表-1 最大応答加速度

入力地震動 振幅 (%)	フーチング 最大応答 加速度 (m/sec ²)	橋脚天端 最大応答 加速度 (m/sec ²)	橋桁 最大応答 加速度 (m/sec ²)
30	3.09	7.09	1.95
40	3.21	7.33	2.25
50	3.91	7.01	2.82
80	6.10	10.30	4.43
110	8.43	13.41	5.09
140	11.10	12.94	5.35
170	14.50	13.44	4.99

表-2 最大応答変位

入力地震動 振幅 (%)	橋脚天端 最大応答 変位 (cm)	支承 最大応答 変位 (cm)	橋桁 最大応答 変位 (cm)
30	0.25	2.06	2.27
40	0.34	3.48	3.74
50	0.56	4.56	5.01
80	1.98	6.59	8.58
110	4.99	7.31	12.46
140	7.20	7.46	14.95
170	8.55	7.53	16.48

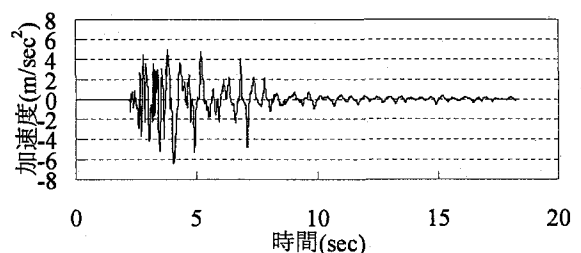
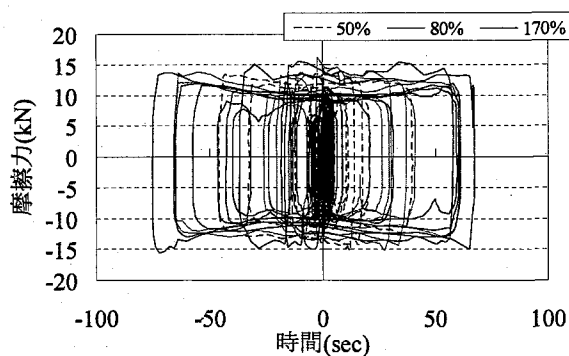


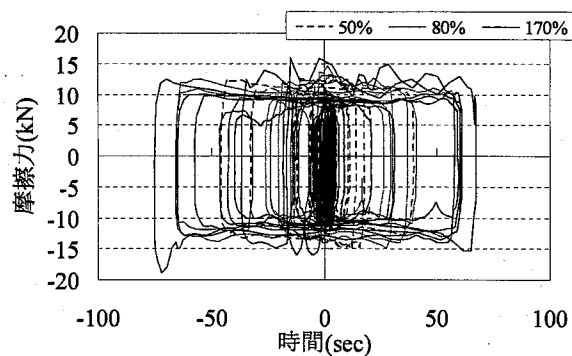
図-5 入力加速度

ニングが生じ支承の変位は増大しないが、橋脚の塑性化のみが進展していることが確認できる。

橋脚の塑性化が進展すると、それに伴う橋脚天端の水平変位や回転変位さらには軸方向鉄筋の伸びにより、橋脚高が変動し、すべり系支承に作用する鉛直荷重が変動し摩擦力が変動すると考えられ、地震時挙動に影響を及ぼす可能性が考えられる。図-6 に振幅 50%、80%、170%加振時の摩擦力-支承水平変位関係図を示す。図-7 に同振幅加振時のすべり系支承に作用する鉛直荷重の時刻歴図を示す。橋脚が塑性化していない振幅 50%や、塑性化の程度が小さい振幅 80%加振時には、瞬間的に鉛直荷重が変動し摩擦力も変動するもののその程度は小さく、想定した摩擦力は安定して得られている事がわかる。橋脚の塑性化の程度が大きい振幅 170%加振時には鉛直荷重変動の程度も大きく 20%以上、支点 2 では 50%の鉛直荷重増加が生じており、摩擦力についても同様に増加しているが、概ね一定の安定した摩擦力が得られている事がわかる。橋脚の塑性化に伴う鉛直荷重の変動が上記のように摩擦力を変動さ

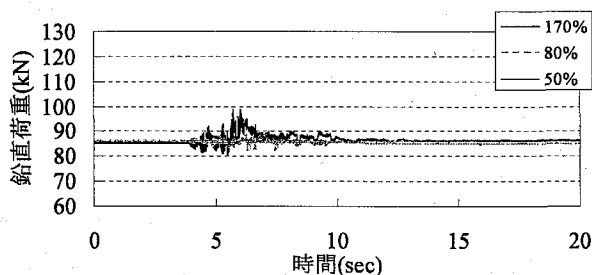


a) 支点 1

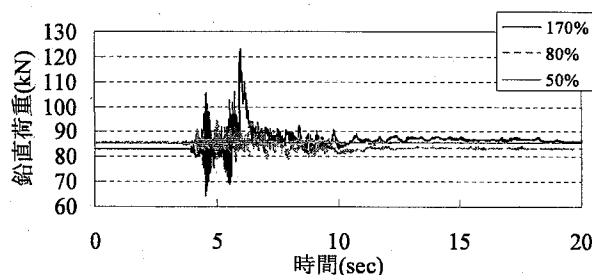


b) 支点 2

図-6 すべり系支承に作用した鉛直荷重時刻歴図



a) 支点 1



b) 支点 2

図-7 摩擦力-支承水平変位関係図

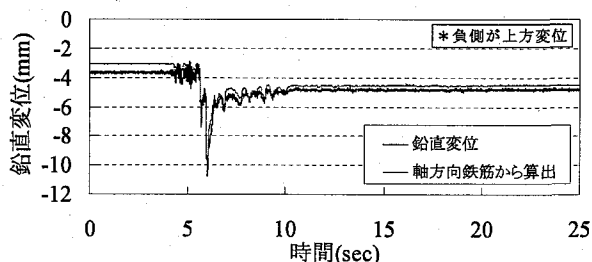


図-8 計測された鉛直変位と鉄筋歪みから算出した橋脚天端の鉛直変位の比較

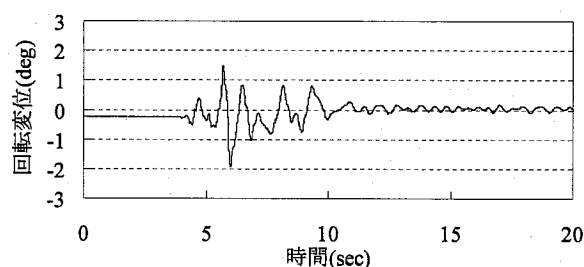


図-9 鉄筋歪みから算出した橋脚天端の回転変位時刻歴図

せたが、橋全体系の挙動にはあまり影響を与えないことが確認される。

なお、振幅 170%加振時の鉛直荷重の変動が生じる要因としては図-8 に示すように、橋脚天端の鉛直変位が増加していることによるものと考えられる。図-9 に示すように橋脚天端の回転変位は 2deg.程度生じており、回転変位による影響としては 1.5mm 程度幾何学的な橋脚高の増減が考えられるが、軸方向鉄筋の歪みから算出した鉛直変位と同様の結果が得られていることから、橋脚の塑性化に伴う軸方向鉄筋の伸び出しが支配的であることがわかる。

以上の結果、すべり系支承を有する免震橋の免震効果について、ほぼ想定通り摩擦力が作用していることを確認し、想定外の地震動が入力され、橋脚の塑性化が進展し、橋脚に回転変位や鉛直変位の変動が生じるような場合でも、すべり系支承は安定した

挙動が得られる事が確認できた。

4. トレース解析

(1) 解析条件及びモデル化

非線形時刻歴応答解析における数値積分法には Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔を 1/4000 とした。また、反復計算により不釣り合い力の補正を行い、残った不釣り合い力は次の積分ステップに持ち越すこととし、反復計算の手法として修正 Newton 法を用いた。実験と同じ条件を再現するために、フーチング部で計測された各ケースの加速度を 10 秒間の間隔をおいて連続して入力し、解析を行った。

図-10 に示すように、橋脚躯体を線形の梁要素、橋脚基部を回転ばね要素で、上部構造を質点に集中

させた解析モデルを用いた。フーチングについてはモデル化せず、橋脚基部を固定とした。上部構造と橋脚天端の間にはすべり系支承とゴムバッファをそれぞれ個別にばね要素を用いてモデル化した。

橋脚基部のモデル化にあたり、材料特性については表-3 に示す材料試験結果を用いた。水平及び鉛直ばねについては剛とし、回転ばねには道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて設定した M- θ 関係を用いることとし復元力モデルとしては Takeda モデルを用いた。また、減衰定数として2%を用いた。

すべり系支承の摩擦係数については面圧・速度依存性があることが把握されている¹⁾が、今回の組み合わせは充填材入り PTFE と SUS の組み合わせであることから、応答値に及ぼす影響はあまり顕著ではないため、これらの依存性を考慮しない摩擦係数一定のモデルとし、特性試験の結果から得られた摩擦係数の依存式から死荷重時面圧 20N/mm^2 及び載荷速度 30cm/sec での摩擦係数 $\mu=0.105$ を用いて算出した摩擦力を上限値とする剛塑性なバイリニアばね要素を用いた。

ゴムバッファのモデル化については、実験において大きな加振振幅時にはゴムバッファのせん断ひずみが 200%~250%程度となったため、せん断ひずみ 250%での特性試験結果から得られた等価剛性 1149kN/m (1基あたり) 及び等価減衰定数 5.59%を用いた。

すべり系支承部は一般に剛塑性なばね要素としてモデル化される場合が多いが、この剛性に比例する減衰モデルを支承部に与えると減衰が大きく評価される場合があることが報告されている⁵⁾。摩擦力は移動方向と反対向きに作用する力であるため、ここに減衰力が作用しないようなモデル化が必要である。このような厳密なモデルについては十分明らかにされていないが、ここでは一般的に用いることが可能な減衰モデルとして、要素別剛性比例減衰、歪みエネルギー比例減衰、要素別 Rayleigh 減衰の3つを仮定し、トレース解析を行い、比較検討することとした。すべり系支承を省くモデルでの固有値解析の結果を表-4 に示す。1次のモードが卓越していることが確認できる。要素別剛性比例減衰には1次モードの減衰定数である 5%の減衰を橋脚及びゴムバッファに与え減衰マトリクスを作成した。歪みエネルギー比例減衰及び要素別 Rayleigh 減衰については1次モードと2次モードに着目して減衰マトリクスを作成した。

(2) トレース解析結果

実設計で想定しているような、橋脚の塑性化が副

表-3 実験時材料特性

	降伏強度 N/mm^2	弾性係数 kN/mm^2
コンクリート	27.0	21.8
軸方向鉄筋(D13)	344.5	193.5
帯鉄筋(D6)	422.7	193.2

表-4 固有値解析

モード	固有振動数(Hz)	モード減衰	有効質量率(%)
1次	1.176	0.05	94
2次	17.025	0.026	4

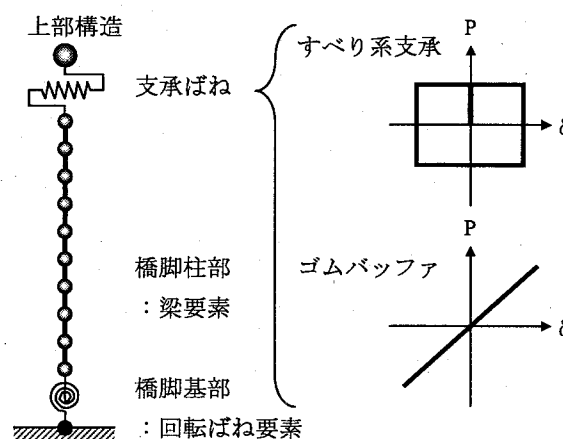


図-10 解析モデル

次的に生じる入力加速度である振幅 80%時の関して、桁、橋脚天端、支承の時刻歴変位及び桁の応答加速度について図-11 に解析結果及び実験結果を比較した結果を示す。また、各減衰モデルでの主要な応答値の最大値について表-5 に示す。要素別剛性比例減衰の結果についてみると、概ね応答値は再現できているが、桁の応答加速度は 20%程度大きく算出されている。要素別 Rayleigh 減衰と歪みエネルギー比例減衰を用いた結果はほぼ同様の値を算出したが、実験値と比較すると、支承の変形は 20%程度小さめとなり、橋脚の変形は約 2.5 倍と大きめで残留変位も生じる結果となる。橋脚の応答が大きく推定されたが、今回の振動台実験のように1次モードが卓越している系の場合、複数モードから算出した要素別 Rayleigh 減衰や歪みエネルギー比例減衰を用いると高周波数領域の減衰が小さく設定され、橋脚の応答変位が実験値よりも大きく推定されたものと考えられる。ばらつきはあるものの、いずれの減衰モデルにおいても、支承・桁及び橋脚の応答値に関して概ねその傾向を再現できていると考えられる。

5. まとめ

すべり系支承を有する免震橋梁の地震時挙動について検討するために、三次元大型振動台を用いて一

般的な橋梁を対象とした橋梁全体系を模擬した加振実験及びブレース解析を行った。本研究の結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 橋脚の塑性化に伴う鉛直荷重の変動が摩擦力を変動させ、橋全体の挙動に影響を及ぼす可能性が考えられたが、その影響は小さく、すべりによる摩擦は安定して得られ、免震効果が確実に得られていることが確認された。また、設計想定以上の入力を行い、橋脚の塑性化を進展させた場合においても、免震装置として安定した挙動を示すことが確認された。
- (2) 振動台実験結果について粘性減衰として要素別剛性比例減衰、要素別 Rayleigh 減衰、歪みエネルギー比例減衰を用いたブレース解析を行った結果、ばらつきはあるものの、いずれの減衰モデルにおいても概ね 実験結果を再現できることを確認した。

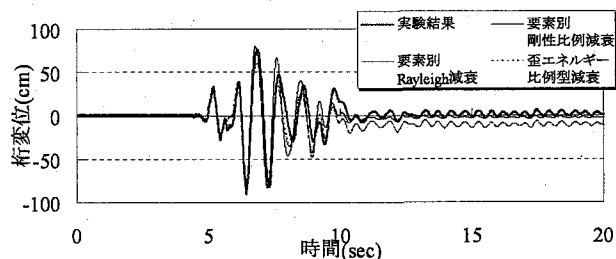
謝辞：本研究は、(独)土木研究所ならびに民間 8 社で実施した共同研究「すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発」の一環として実施した内容であり、関係各位に謝意を表します。また、本実験で使用した三分力計は京都大学大学院家村浩和教授より借用したものであり、ここに記して謝意を表します。

参考文献

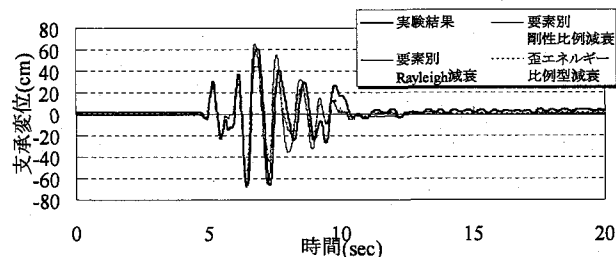
- 1) 姫野岳彦，運上茂樹：支承部における摩擦特性のモデル化とその評価式に関する検討，土木学会地震工学論文集Vol.27，CD-ROM，2003.12
- 2) 中谷武弘，廣瀬彰則，高橋良和，家村浩和：すべり摩擦支承の振動台実験に関する解析的検証，第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.113-120，2005.2
- 3) 藤田亮一，森敦，金治英貞，伊津野和行：すべり免震支承システムのパラメータが橋梁応答に及ぼす影響，土木学会地震工学論文集Vol.27，CD-ROM，2003.12
- 4) (独)土木研究所，(株)構造計画研究所，パシフィックコンサルタンツ(株)，八千代エンジニアリング(株)，オイレス工業(株)，川口金属工業(株)，三協オイルレス工業(株)，日本鋳造(株)，(株)ビービーエム：すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案)，2006.10
- 5) 監崎達也，伊津野和行：すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1073-1076，2001.8

表-5 解析結果と実験結果の最大値比較
(加振振幅 80%)

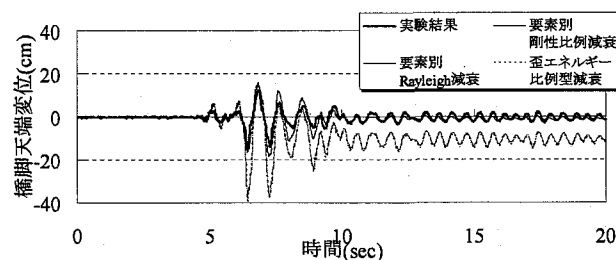
	桁変位 (mm)	支承変位 (mm)	橋脚天端 変位(mm)	桁加速度 (m/sec ²)
実験結果	84.5	65.9	15.1	4.24
要素別剛性 比例減衰	84.1	67.9	18.2	5.00
要素別 Rayleigh減衰	90.8	53.0	37.9	4.31
歪みエネルギー 比例減衰	91.6	52.0	39.7	4.26



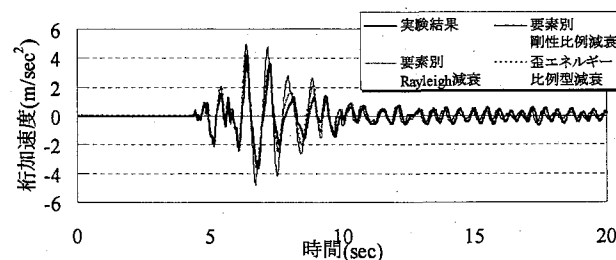
a) 桁の応答変位



b) 支承の応答変位



c) 橋脚天端の応答変位



d) 桁の応答加速度

図-11 解析結果と実験結果の比較
(加振振幅 80%)