

## 低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の耐震性に関する一考察

## A study on the seismic performance of a continuous girder bridge with low friction sliding bearing supports

大塚久哲\*, 田中弘紀\*\*, 横川英彰\*\*, 金山亨\*\*\*, 清水晋作\*\*\*\*, 夏青\*\*\*\*\*

Hisanori Otsuka, Hiroki Tanaka, Hideaki Yokokawa, Toru Kanayama, Shinsaku Shimizu, Qing Xia

- \* 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)  
\*\* 工修 オイレス工業株式会社 免震カンパニー 支承設計部(〒105-8584 東京都港区浜松町 1-30-5)  
\*\*\* 工修 株式会社構設計画研究所 耐震技術部 土木構造室(〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3)  
\*\*\*\* 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 修士課程(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)  
\*\*\*\*\* 工博 (前)九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻

This study aims at development of a new bridge system which aimed at the cost reduction of the substructure and bearing supports. It is achieved by using low friction sliding bearing supports. Because the superstructure is isolated from substructure by the low friction sliding bearing supports during large earthquake. This effect is examined by the nonlinear dynamic analysis using the five-span continuous girder bridges with different supporting devices or rigid connection. As a result of the analysis, the improvement of the seismic resistance of the bridge with low friction sliding bearing could be confirmed.

**Key Word:** low friction sliding bearing support, long-period strong ground motion, seismic design, nonlinear dynamic analysis

キーワード: 低摩擦すべり支承, 長周期地震動, 耐震設計, 非線形動的解析

## 1. はじめに

近年, 東海地震および東南海・南海地震などの発生が危惧されている。これらのプレート境界型の巨大地震では兵庫県南部地震による被害を上回るとされており, 住宅, 道路, 鉄道をはじめ, 各種ライフラインシステムに甚大な被害の発生が予想されている。このため, 既存構造物の耐震補強が早急に望まれている。

橋梁の耐震性向上策として1995年の兵庫県南部地震以来, 免震支承が多く採用されている。免震構造は構造物を柔らかい支承で支えることで, 加速度応答スペクトルの値が小さくなる領域まで構造全体の固有周期を長周期化するとともに, 支承のエネルギー吸収能力を向上させることで橋脚等の塑性応答を低減することを目的としている。

しかし, プレート境界型大地震では長周期地震動の発生が予想されており, 長大橋および免震構造物など長周期構造物の耐震性が懸念されている。長周期地震の被害としては, 十勝沖地震(2003年9月)のタンクのスロッシング現象による炎上被災が記憶に新しい。

一方, すべり系支承を用いると共振現象が生じにくいという報告がなされている<sup>1)</sup>。すべり支承の利用法として, 摩擦係数の小さいすべり支承を用いることで, 上部構造を支承部で滑らせ, 上部構造から下部構造に伝達される慣性力

を極めて小さくするという方法が考えられる<sup>2)</sup>。また, 逆に摩擦係数の大きなすべり支承を使用することで, 減衰効果を期待する方法がある。既往のすべり材は高速になると摩擦係数が大きくなるため, 前者の地震力を絶縁するということは困難で, むしろ後者の摩擦減衰材として採用される事例が多い。例えば, 機能分離型支承など, すべり支承に鉛直支持機能及びすべりに伴う大きな履歴減衰機能を持たせ, 残留変位を制限するために復元力として積層ゴムを別途設ける支承システムの採用が試みられている<sup>3)4)5)</sup>。

本研究では, 繊維強化熱硬化樹脂を素材として新たに開発された低摩擦すべり支承を用いて, 地震時に上部構造と下部構造の縁を切り, 下部構造の耐震性向上, 下部構造と支承部のコスト削減を目的とした新しい橋梁システムの開発を目指すものである。本研究で使用する低摩擦すべり支承は, 200cm/secの高速時においても摩擦係数2%という低摩擦特性を有し, 従来のすべり支承と比較し1/10の高速時摩擦特性を有する。また, 耐荷重性が良好で, 従来のすべり材に比べ約2倍程度の許容面圧を有しているため, 支承の小型化が可能で支承部のコスト削減が期待できる。

本論文では, この低摩擦すべり支承を用いた5径間連続桁橋と, 他の支承を用いた連続桁橋あるいは剛結構造との比較を行い, 大地震時における橋脚の曲げモーメント・せん断力の低減効果を解析的に検討する。

## 2 低摩擦すべり支承の特性

### 2.1 低摩擦すべり材の面圧・速度依存性

すべり支承の履歴復元力特性は、鉛直力が一定の場合、完全弾塑性型を近似したバイリニアモデルで表現できる。しかし、すべり材は面圧依存性を有しており、鉛直力が変動する場合には摩擦係数が変動する。また、摩擦係数は速度依存性も有しているため、単純なバイリニアモデルでは表現できない複雑な復元力特性を呈する。本研究では低摩擦すべり材の面圧・速度依存性を考慮した解析を行うため、すべり支承要素試験結果(後述の2.2節)より、面圧と速度をパラメータとして摩擦係数を算出する動摩擦係数評価式(1)、(2)を導き(図-3中の実線で示す)、これを汎用動的解析コードRESP-Tへサブルーチンとして組み込んだ。速度0~100mm/secの場合は式(1)、速度100~600mm/secの場合は式(2)を用いる(600mm/sec以上は一定値)。

$$\mu = (v - 100) \times (A_1 v^2 + B_1 v + C_1) + D_1 \quad (1)$$

$$\mu = A_2 \ln(\sigma) + B_2 \sigma + C_2 \quad (2)$$

ここで、 $\mu$ は摩擦係数、 $v$ は速度(mm/sec)、 $\sigma$ は面圧(N/mm<sup>2</sup>)、 $A_1$ 、 $B_1$ 、 $C_1$ 、 $D_1$ は実験式で $\sigma$ に関する1次多項式、 $A_2$ 、 $B_2$ 、 $C_2$ も実験式で $v$ に関する自然対数と1次関数の多項式とした。

### 2.2 低摩擦すべり支承の要素試験と履歴復元力特性

すべり支承要素試験により、すべり材に繊維強化熱樹脂を、相手材にはフッ素樹脂コートを用いたすべり材料について面圧・速度依存性を求めた。試験は二軸試験機と高速試験機で行った。図-1に二軸試験機を示す。繊維強化熱材樹脂の形状は円形で、 $\phi 40 \times 2$ 、 $\phi 60 \times 2$ 、 $\phi 100$ 、 $\phi 200$ の4つの供試体を用いる。正弦波を入力し実験を行うが、速度の影響を見るため加振振動数を変化させ、最大加振速度を設定する。すべり材の支圧応力度が20~60N/mm<sup>2</sup>(10N/mm<sup>2</sup>刻み)となる鉛直荷重を載荷した状態で、最大加振速度を10、100~600(100刻み)、1000、1500、2000mm/secとした水平繰り返し載荷を6~10回行う。例として、摩擦力と変位の関係を図-2に示す(実験)。低速時では変位の変化に伴う摩擦力の変動が小さいが、高速時では摩擦力の変動が大きい。これは、速度依存性に起因している。地震時は100mm/sec以上の高い速度領域での応答と考えられていることから、速度依存性を無視することはできないと考えられる。各回数における履歴曲線(荷重-変位)より最大速度時の摩擦係数を算定し、最大・最小値をカットした摩擦係数の平均値を当該供試体の摩擦係数とする。図-3に図-2の変位ゼロ時の摩擦係数と速度の関係を示す。図-3より、速度が速くなるほど摩擦係数が小さくなることが分かる。また、面圧が大きいほど摩擦係数が小さいことが分かる。面圧が30N/mm<sup>2</sup>以上で速度が1000mm/sec以上の実験では摩擦係数が2%以下となり、すべり材の低摩擦特性が示されている。要素試験結果より得られた変位と速度の時刻歴および

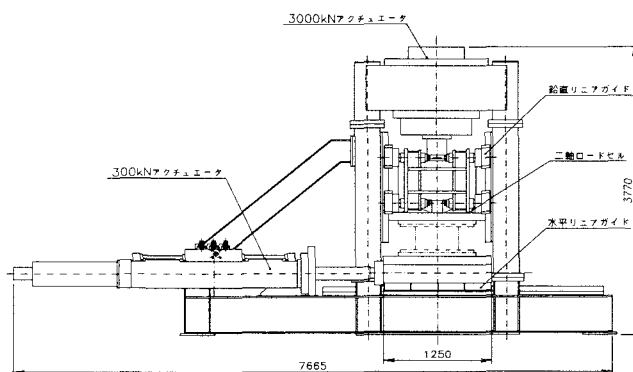


図-1 二軸試験機

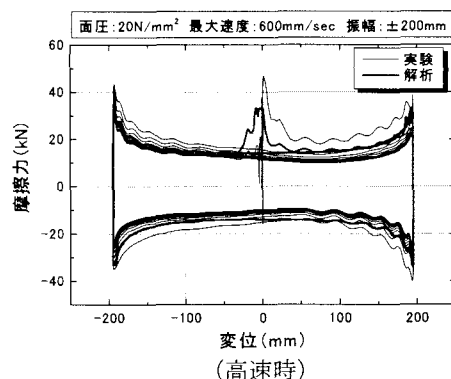
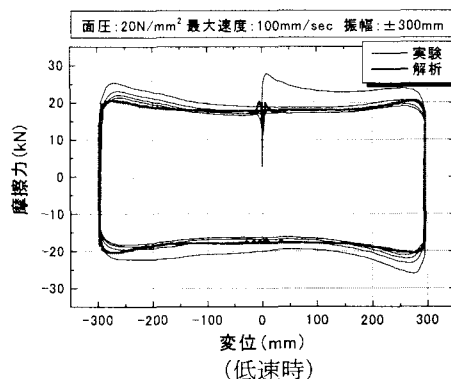


図-2 摩擦力と変位の関係

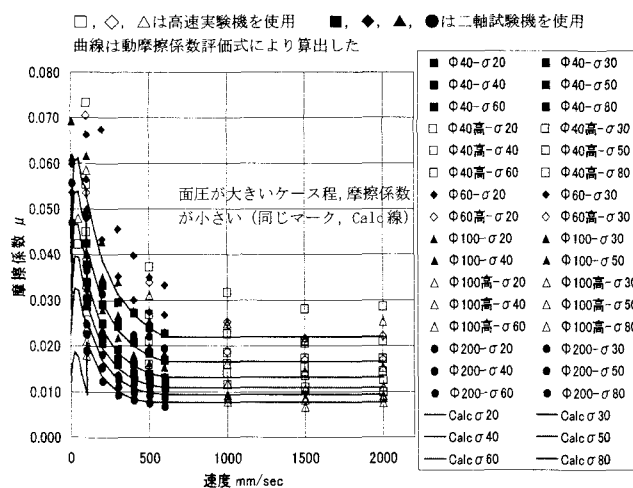


図-3 摩擦係数と速度の関係

面圧を用いて動摩擦係数評価式で解析した結果を図-2に示す(解析)。速度が0~100mm/secの場合(低速時)、0~600mm/secの場合(高速時)ともに実験と解析の履歴がよく一致している。

2.3 低摩擦すべり支承の摩擦力の外力評価法

履歴モデルの組み込みでは、ばね要素ですべり支承の履歴を表現するのではなく、運動方程式内の外力として評価するようにした（これを外力評価型と呼ぶ）。

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} - F_{t+\Delta t} \quad (3)$$

式(3)は運動方程式に摩擦力を組み込んだ力の釣り合い式である。Mは質量マトリックス、Cは減衰マトリックス、Kは剛性マトリックス、 $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ ,  $u$ は加速度、速度、変位ベクトル、 $R_{t+\Delta t}$ は外力、 $F_{t+\Delta t}$ は摩擦力を表している。

3. 解析対象橋梁とそのモデル化

3.1 解析対象

本検討では支間割が非対称で、不等橋脚を有する橋長165.5mの5径間連続桁橋を対象とした（既設橋梁）。対象橋梁の支間割と各橋脚高を表-1に示す。本検討では、対象橋梁の支承部の条件を変更し、耐震性能の比較を行う。支承部の条件として剛結、積層ゴム支承、高減衰積層ゴム、低摩擦すべり支承を用いる。

3.2 対象橋梁のモデル化

本検討で用いる骨組モデルを図-4に示す。解析モデルは橋梁全体系をモデル化し、集中質点系による骨組みモデルとした。上部構造は線形はり要素、橋脚部は図-5に示すように非線形はり要素とし、横梁部と桁高、フーチングは剛体とした。非線形はり要素とした区間は曲げモーメントと曲率の関係を各断面ごとに算出し、履歴特性は武田モデルでモデル化した。また、各部材の減衰定数は、上部構造3%、橋脚部5%とした。支承部の減衰については、支承のモデル化において示す。

3.3 支承のモデル化

支承部の条件は表-2のような5ケースを考えて解析を行う。橋台は支承部のみをばね要素でモデル化した。ケース1では全ての橋脚に支承を設けず、剛結とした。ケース2は分散支承として積層ゴムを用い、等価線形ばね要素としてモデル化した。諸元については表-3 (a)に示す。ケース3は全ての橋台、橋脚に高減衰積層ゴムを設置する。高減衰積層ゴムはバイリニアモデルでモデル化した。諸元については表-3 (b)に示す。橋台上の支承の等価剛性及び初期

剛性が橋脚上のそれらより小さくなるのは、支承鉛直反力が小さく活荷重により桁回転角が大きいため、一般に平面形状は小さくゴム層厚が大きくなることによる。ケース4、5は低摩擦すべり支承を各橋脚、橋台に設けた場合を考えるが低摩擦すべり支承のモデル化が異なる。ケース4はばね要素によって復元力を与える。そのため、力学特性は図-6に示すように、剛塑性に近い骨格曲線を持ったバイリニア型復元力特性を有する。降伏荷重（摩擦力）は予め自重解析を行い、各支承部に作用する鉛直力を求め、（鉛直力）×（摩擦係数0.02）として設定した。ケース5では本論文で提案する外力評価型モデルを用いる。高速時においては面圧40N/mm<sup>2</sup>で摩擦係数が0.02以下となるため、摩擦材の面積をP1橋脚の支承部では0.24m<sup>2</sup>、P2とP3橋脚では0.20m<sup>2</sup>、P4では0.28m<sup>2</sup>、橋台では0.10m<sup>2</sup>とし面圧が約40N/mm<sup>2</sup>に揃うように設定した。

表-1 対象橋梁の諸元

|      |                                     |
|------|-------------------------------------|
| 橋梁形式 | 5径間連続RC橋                            |
| 橋長   | L=165.5m                            |
| 支間長  | 34.75m+35.5+29.5m+29.5+36.25m       |
| 橋脚高さ | P1=21.4m,P2=22.5m,P3=22.8m,P4=15.4m |

表-2 解析ケース

| 解析ケース | 支承条件              |
|-------|-------------------|
| 1     | 剛結(ラーメン)          |
| 2     | 分散支承              |
| 3     | 高減衰積層ゴム           |
| 4     | 低摩擦               |
| 5     | すべり支承             |
|       | バイリニアモデル<br>外力評価型 |

表-3 ばね要素の諸元

(a) ケース2

|            | 支承の位置 |      |
|------------|-------|------|
|            | 橋脚    | 橋台   |
| 等価剛性(kN/m) | 15428 | 6428 |
| 要素減衰       | 0.04  | 0.04 |

(b) ケース3

|            | 支承の位置  |       |
|------------|--------|-------|
|            | 橋脚     | 橋台    |
| 初期剛性(kN/m) | 109378 | 44984 |
| 第2剛性比      | 0.09   | 0.09  |
| 降伏力(kN)    | 772    | 329   |
| 降伏変位(mm)   | 7.06   | 7.31  |
| 要素減衰       | 0      | 0     |

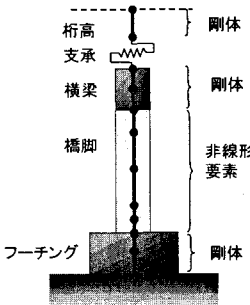


図-5 橋脚のモデル化

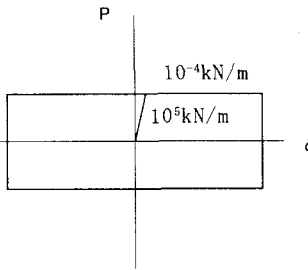


図-6 支承の履歴特性

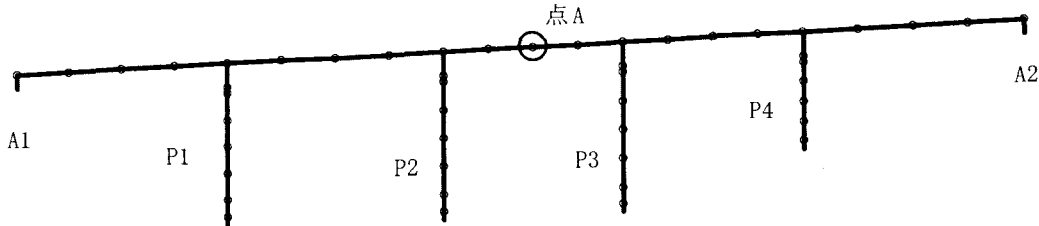


図-4 解析モデル

### 3.4 数値解析

時刻歴応答解析における数値積分法には、Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い、積分時間間隔を 0.001 秒とした。

すべり系部材やダンパーなどの摩擦履歴をバイリニア特性を用いてモデル化を行い、減衰マトリックスを Rayleigh 減衰で定義して地震応答解析を行うと、構造全体に均一の減衰が付加されるため、粘性減衰が 0 のすべり支承まで粘性減衰が与えられることになる。そのため、初期剛性が大きいすべり支承では減衰が過度に付加され、支承で変位が生じず、橋脚に大きな変位が発生することが報告されている<sup>6) 7) 8)</sup>。本検討では過度な減衰が付加されないように、式 (4) で表される部材別減衰定数評価による減衰マトリックスで定義した<sup>9)</sup>。

$$C = \sum_{j=1}^N \frac{2h_j}{\omega_1} k_j \quad (4)$$

$C$  : 減衰マトリックス

$\gamma_j$  :  $j$  番目の構造要素の比例定数

$k_j$  :  $j$  番目の要素剛性マトリックス

$h_j$  :  $j$  番目の要素の減衰定数

$\omega_1$  : 1 次の固有円振動数 (rad/sec)

$N$  : 要素数

部材別減衰定数評価による減衰マトリックスでは、それぞれの部材の減衰が直接部材に反映され、各部材はそれぞれの減衰定数に支配される。すなわち、本検討のようにすべり支承の減衰定数を 0 とすると、初期剛性が無限大となるような値にしても過度な減衰が作用しなくなる。また、すべり支承では減衰の取り扱いが確立していないため、初期剛性を用いた固有振動解析を行い、その 1 次固有円振動数を採用した。

### 3.5 入力地震波と解析コード

入力地震動は、レベル 2 地震動として道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>10)</sup>を参考に、強震記録を振動数領域で振幅調整した加速度波形のうち、神戸海洋気象台地盤上 NS 成分波 (Type II - I - 1, 最大加速度 : 812 cm/sec<sup>2</sup>) を用いた。

また、本検討で使用した解析コードは、汎用解析コード RESP-T である。

## 4. 解析結果

### 4.1 固有振動解析

表-4 に各ケースの 1 次の固有周期、橋軸方向の有効質量比を示す。ケース 3～5 では、支承部の初期剛性を用いて固有振動解析を行った。ケース 4 とケース 5 は初期剛性を 10<sup>5</sup> kN/m としているため、固有振動解析結果が等しくなっている。図-7 にケース 1 とケース 2 の 1 次の固有モード図を示す。ケース 1 では、橋脚と上部構造が一体となって挙動するモードを示しているが、ケース 2 では支承部に変位が集中

表-4 固有周期

| ケース | 固有周期(sec) | 有効質量比 |
|-----|-----------|-------|
| 1   | 0.495     | 0.637 |
| 2   | 1.545     | 0.474 |
| 3   | 0.740     | 0.599 |
| 4   | 0.651     | 0.598 |
| 5   | 0.651     | 0.598 |

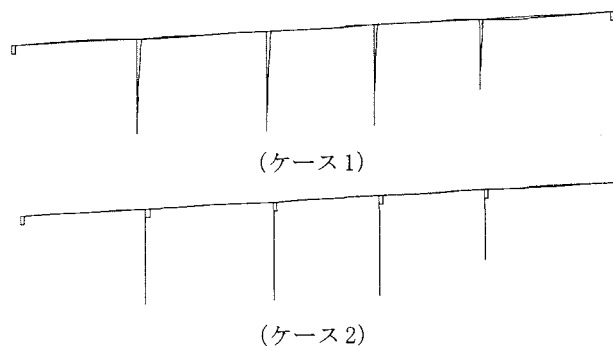


図-7 固有モード

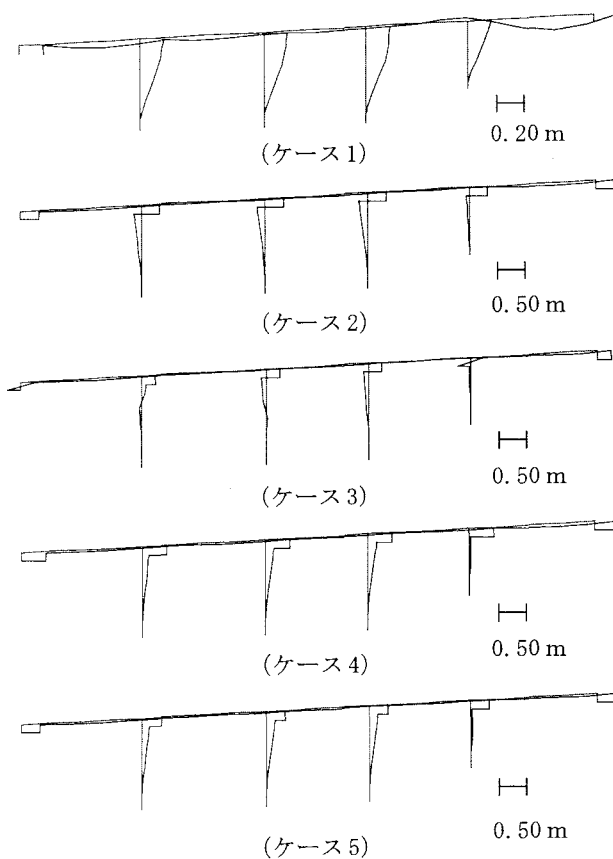
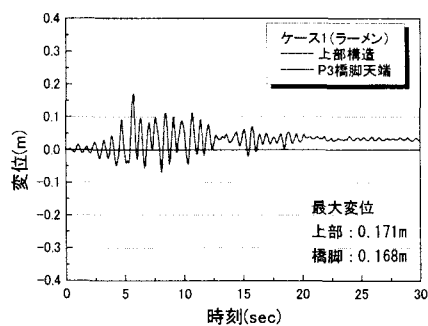


図-8 最大変位モード図

し、橋脚に変位が生じないモードを示している。また、ケース 3～5 はケース 2 と類似したモード図を示していたため、図を省略した。

### 4.2 動的解析

図-8 に各節点の最大変位をプロットした最大変位モード図を示す。モード図と同様に、ケース 1 では上部構造と橋脚が一体となって挙動しており、ケース 2～5 では支承で大きな変位が生じ、橋脚の変位が制御されていることが分かる。



ケース1は支承なし

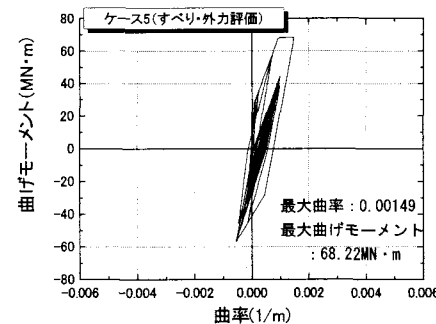
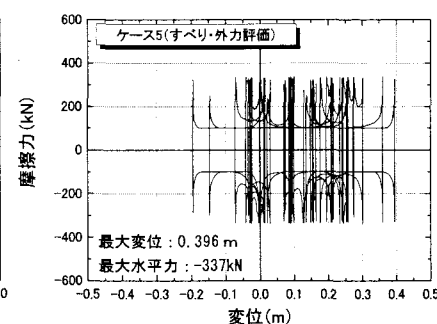
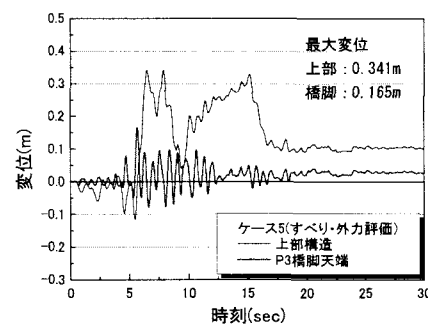
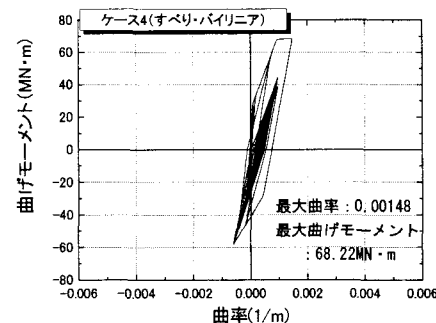
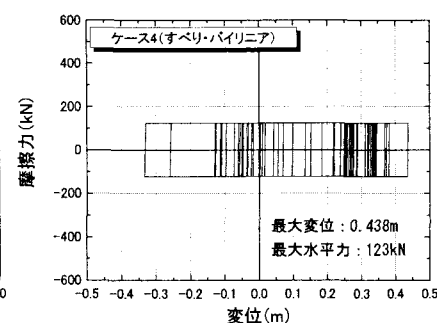
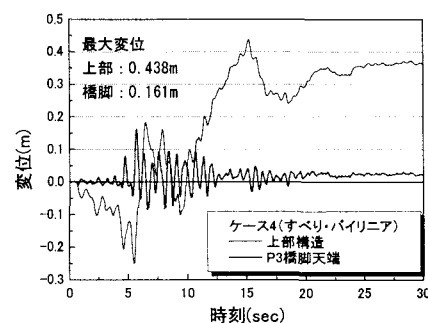
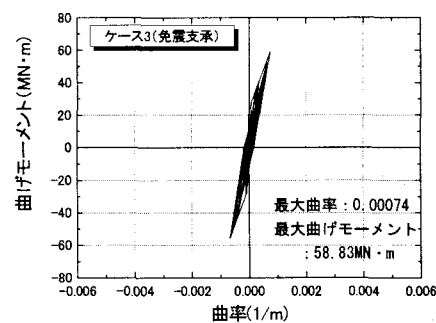
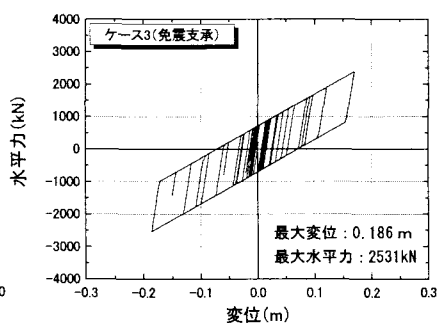
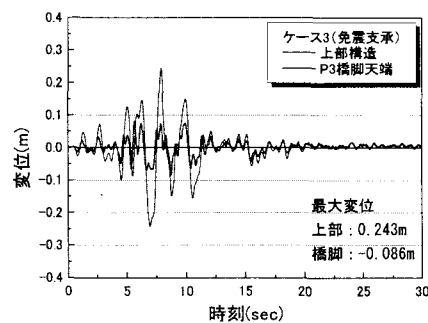
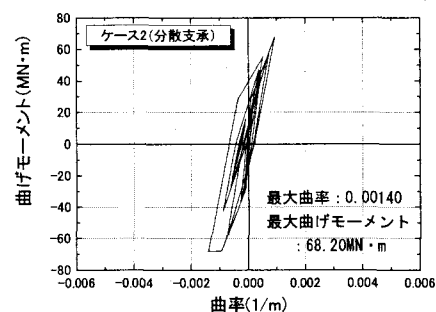
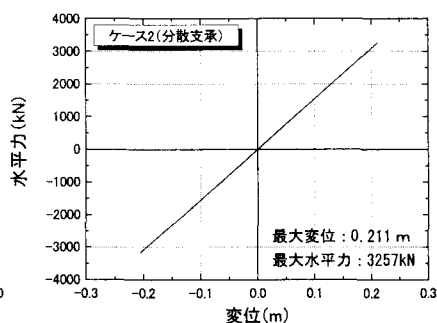
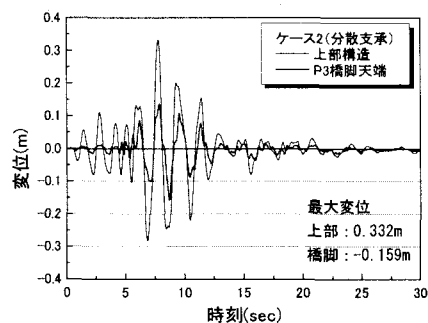
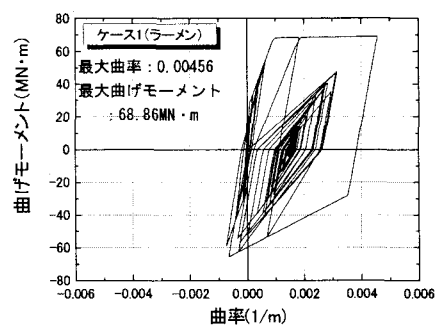


図-9 上部構造とP3橋脚天端の時刻歴応答変位

図-10 支承の水平力-変位の関係 (P3橋脚)

図-11 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係 (P3橋脚)

図-9に各ケースの上部構造の変位（点A，中央径間中央点）とP3橋脚の橋脚天端の時刻歴応答変位を示す。ケース1は上部構造と橋脚を剛結としているため，上部構造と橋脚の変位がほぼ一致している。ケース2～5では上部構造と橋脚の応答に差が生じ，ケース4と5では上部構造と橋脚の応答の位相が大きく異なることが分かる。低摩擦すべり支承をモデル化したケース4とケース5の上部構造の変位は類似した挙動を示している。また，低摩擦すべり支承のみを設置した場合，復元力が得られないため上部構造の残留変位が大きくなると考えられる。

図-10にP3橋脚支承部の水平力-変位の関係を示す。ケース3～5は履歴ループを描き，エネルギー吸収がなされている。ケース4の摩擦力（水平力）とケース5の高速時の摩擦力はほぼ等しくなっていることが分かる。また，ケース4とケース5の最大水平力はケース3の14%以下であるため，橋脚に伝達される力が小さく，橋脚に発生する曲げモーメントはケース3より低減されると推定される。

図-11にP3橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。ケース1と比較し，ケース2-5では応答曲率が大きく低減されていることが確認できる。橋梁の支承に分散，免震および低摩擦すべり支承を用いることで，橋脚の損傷を軽減できることがわかる。しかし，ケース4とケース5の履歴ループはケース3より若干大きく，ケース3ほど曲げモーメントと応答曲率が低減されていない。橋脚基部に発生する曲げモーメントの主な原因は支承から伝達される力による曲げモーメントと，橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントの2つに分類される。図-10のケース5では水平力が最大で約340kN，橋脚の高さが約20mであるため，水平力による橋脚基部の曲げモーメントは6.8MN・mとなり，図-11のケース5の最大曲げモーメントの約10%に値する（ケース3の場合は50MN・m）。ゆえに，残りの約90%は橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントと考えられ，低摩擦すべり支承を有する橋梁では，橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントが支配的であると考えられる。

図-12に上部構造（点A）・各橋脚天端の最大加速度を示す。上部構造ではケース4，5が他のケースに比べ小さく顕著な差が見られる。これは，低摩擦すべり支承では摩擦力（水平力）が小さいため，図-9に見られるように上部構造が長周期の運動をしているためである。ケース4とケース5に差が見られるが，これはケース5の方が摩擦力が大きいためである。橋脚天端では，ケース2，3と比較し，ケース4，5の方が短周期運動をするため橋脚の最大加速度は大きいことが分かる。

図-13にP3橋脚における最大曲げモーメント・最大せん断力の分布を示す。図-10で示すように低摩擦すべり支承の反力は120kN，340kN程度とケース3の2500kNより小さいがケース3では長周期が図られているため曲げモーメントが小さくなる結果となった。免震支承では長周期化が図ら

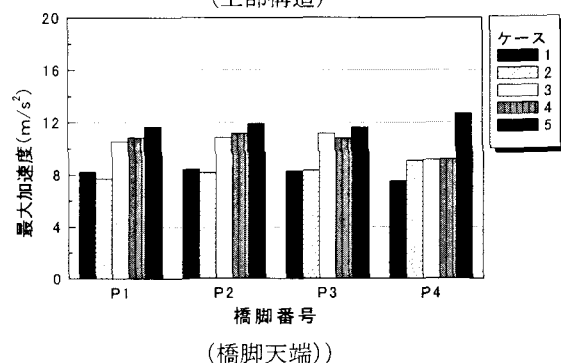
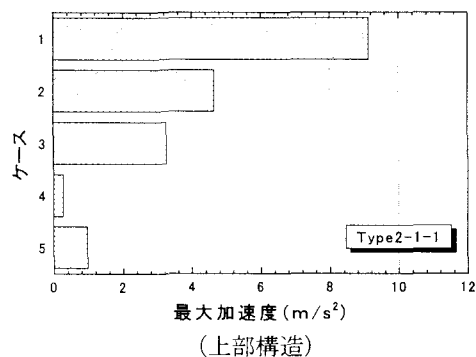


図-12 上部構造・橋脚天端の最大加速度

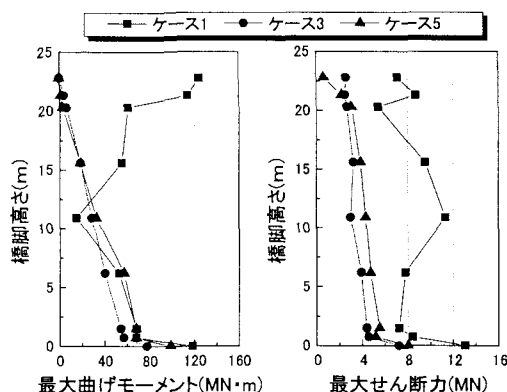


図-13 橋脚の断面力分布

れている分，低摩擦すべり支承より曲げモーメントが低減されている。せん断力においても，低摩擦すべり支承は免震支承に若干劣るが，ラーメン構造と比較し低減効果が高いことが確認できた。

このように低摩擦すべり支承を用いた橋脚の応答は，免震支承より若干大きくなるが，道路橋示方書V耐震設計編<sup>10)</sup>では免震橋における橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数は一般の橋脚の2倍であるから，結果的には低摩擦すべり支承を用いた一般橋脚の方が経済的になるものと考えられる。

## 5. 地震動特性の影響

### 5.1 入力地震波

最近では，橋梁の耐震性を向上させるため，免震構造の採用が増加している。一方，東海地震および東南海・南海地震の発生が懸念されており，これらの地震では長周期地震動の作用が予測される。従って，免震構造物などの長い固有周期をもつ構造物の耐震性が問題視されている（道路

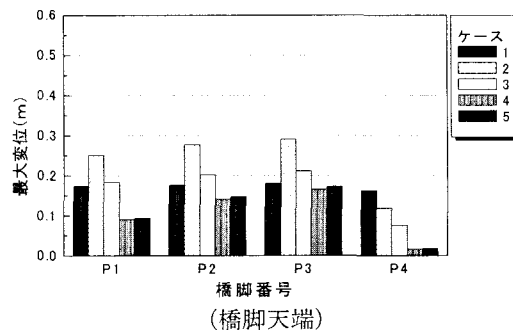
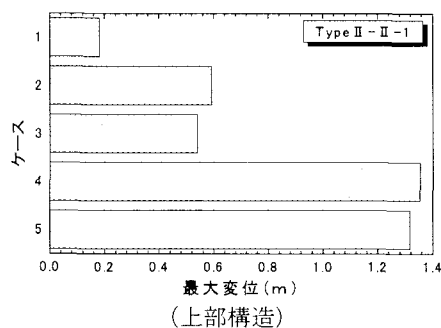


図-14 最大変位 (Type II-II-1)

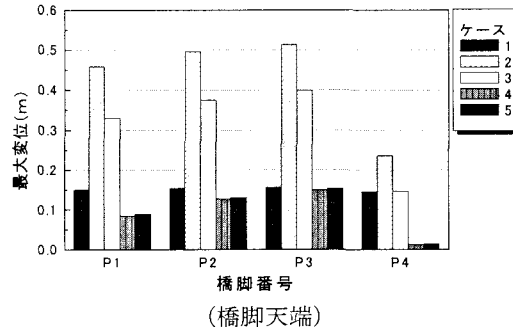
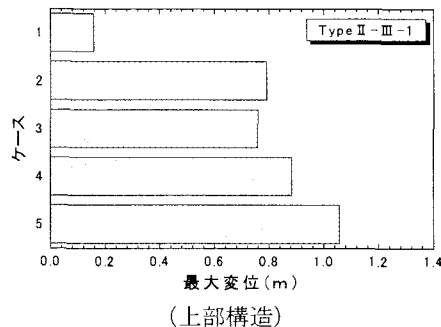
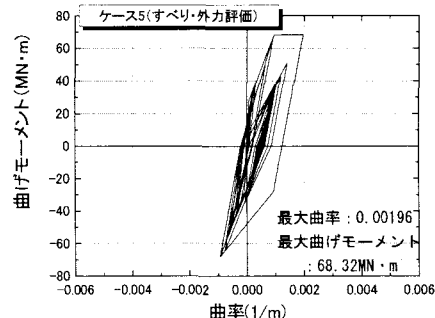
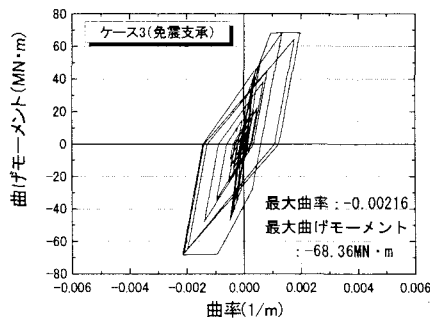
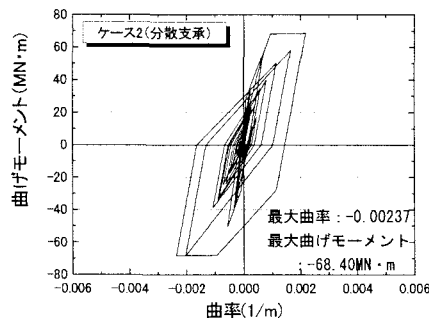
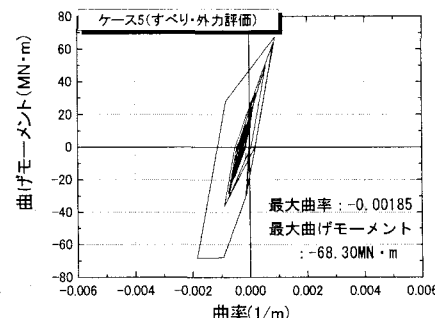
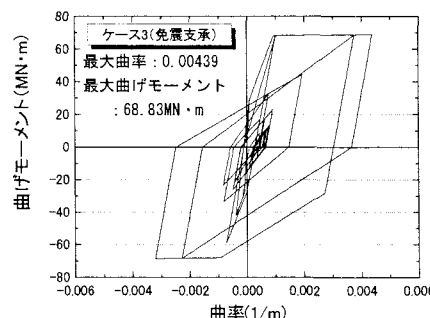
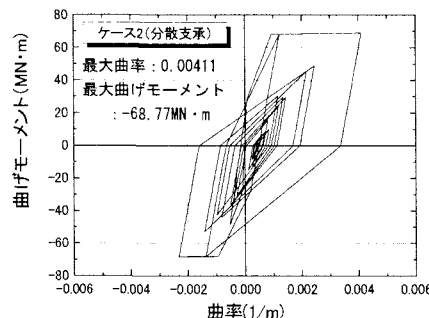


図-15 最大変位 (Type II-III-1)



(Type II-II-1)



(Type II-III-1)

図-16 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係

橋示方書V耐震設計編<sup>10)</sup>では、勿論軟弱地盤には免震橋梁は推奨されていない。ここでは、前記5ケースの橋梁に長周期成分が卓越する地震動を入力し、地震動の周期特性による影響を検討する。入力地震動はレベル2地震動として道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>10)</sup>を参考にして、次の2波を用いる。

①JR西日本鷹取駅内構内地盤上NS成分波 (Type II-II-1)

最大加速度: 687cm/sec<sup>2</sup>

②東神戸大橋周辺地盤上N12W成分波 (Type II-III-1)

最大加速度: -591cm/sec<sup>2</sup>

## 5.2 動的解析の結果

図-14にType II-II-1, 図-15にType II-III-1を入力した場合の上部構造 (点A)・橋脚天端の最大変位を示す。図-14では、上部構造の変位はケース4, 5で約1.3m, 図-15では0.9~1.1mとType II-I-1の約0.4mよりかなり大きくなっており、低摩擦すべり支承を有する橋梁において、長周期成分が卓越する地震動が作用した場合には上部構造の変位が増大する傾向があることが分かった。橋脚天端の最大変位に着目すると、全ての橋脚で低摩擦すべり支承のケースが他のケースに比べ低減されていることが確認できた。橋脚天端の最大変位から、

低摩擦すべり支承を用いた場合、ケース1～3よりも損傷を大きく低減することが可能だと考えられる。

図-16にケース2, 3, 5のP3橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。Type II-II-1を入力した場合、ケース2, 3は繰り返し降伏モーメントを超えているが、ケース5は一度しか降伏領域に達しておらず、応答が最も低減されている。Type II-III-1を入力した場合も同様にケース2, 3では繰り返し降伏モーメントに達しているが、ケース5では若干の降伏モーメントを超えた程度で、高い低減効果が得られている。また、ケース4の橋脚基部の応答値はケース5に比べ若干小さい値を示していた。ケース2, 3では支承に55～80cmの変位が生じており、破断する恐れがあると考えられる。そのため、長周期地震に耐えられる積層ゴム支承を設置するとなるとゴムの体積が増加し、コストも増大すると考えられる。

積層ゴム、高減衰積層ゴム支承を用いた分散、免震構造は短周期成分が卓越する地震波においては、高い耐震性を有するが、長周期地震動に対しては共振現象を起こし、損傷が促進される危険性がある。しかし、本検討のように低摩擦すべり支承のみを用いた橋梁では、上部構造と橋脚は別々に振動し、また、橋脚が長周期化しないため長周期地震動との共振が起こり難いと考えられる。ゆえに、橋脚に作用する断面力の低減効果に着目した場合、低摩擦すべり支承を有した橋梁では広い周期の地震動に対して機能を確保できると考えられる。

## 6. まとめ

本研究では、低摩擦すべり材を用いた低摩擦すべり支承の要素実験及び低摩擦すべり支承を有する橋梁について地震応答解析を行った。これらより得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 低摩擦すべり材の要素試験より、面圧・速度依存性を考慮した動摩擦係数評価式を導出し、低摩擦すべり支承の履歴復元力特性をプログラムに組み込んだ。また、実験と解析結果を比較した結果、整合性の高い結果が得られた。
- (2) 地震時において、低摩擦すべり支承を有する橋梁では支承ですべりが発生するため、地震力が上部構造と橋脚間で伝達されず、上部構造と橋脚が縁を切った状態になり、ラーメン構造と比較し、橋脚の曲げモーメント・せん断力が低減される。しかし、復元力が作用しないため上部構造の応答変位が大きくなり、残留変位も大きくなる可能性があるため、橋台上に緩衝材などの変位制御機構が必要と考えられる。
- (3) 低摩擦すべり支承を有する橋梁では、支承部で小さな摩擦力ですべりが発生するため、上部構造は独自の運動を行う。
- (4) 低摩擦すべり支承を有する橋梁では、上部構造から橋脚に伝達される水平力が小さいため、橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントが支配的である。また、すべり支

承は構造全体の長周期化を図るものではないため、橋脚の応答加速度は免震橋梁よりも大きくなる場合がある。

- (5) 低摩擦すべり支承を有する橋梁は、地震動の周期特性に関わらず、橋脚に作用する曲げモーメントを低減することができる。そのため、プレート境界型巨大地震の際に懸念される長周期地震動に対しても、有効な構造システムだと考えられる。ただし、上部構造の応答変位が大きくなる。
- (6) 本検討において、低摩擦すべり支承の履歴特性のモデル化による応答の差は上部構造の残留変位に見られる程度であった。

本稿では、低摩擦支承を有する橋梁は他の支承形式の橋梁に比べて経済的となる可能性のあることを論じたが、上部構造が小さな摩擦力で移動することになり、実際の橋梁においては、桁端と橋台の衝突が懸念される。これに関しては、橋端に配置される緩衝装置や桁の補強により解決できると予想している<sup>11)</sup>が、この点については、別途研究を進める予定であり今後の課題としたい。

## 参考文献

- 1) 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地動に対する応答特性, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp1009-1017, 1994. 3.
- 2) 友澤武昭, 星谷勝, 矢部正明: オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討, Vol. 46A, pp985-996, 2000. 3.
- 3) 岡本晋, 深沢泰晴, 藤井俊二, 尾崎大輔: すべり式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性, 土木学会論文集, No513/ I -31, pp191-200, 1995. 4.
- 4) 玉木利裕, 小川一志, 河東鎬, 鶴野禎史, 比志島康久: 摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討, 鋼構造年次論文報告集第7巻, pp89-94, 1999. 11.
- 5) 橋本晃, 勝谷康之, 水田洋司, 荒木秀郎: 積層ゴムすべり支承の減衰効果, 土木学会第59年次講演会概要集, pp791-792, 2004. 9.
- 6) 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, pp1073-1076, 2001. 8.
- 7) 矢田部浩, 運上茂樹: すべり系免震支承の摩擦履歴モデルの初期剛性と減衰タイプの違いが地震応答に与える影響, 土木学会地震工学論文集, Vol. 27, No262, 2003. 12.
- 8) 斉藤次朗, 佐藤英和, 横川英彰, 宇野裕恵, 牧口豊, 下田郁夫: 摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp133-138, 2003. 1.
- 9) RESP-T 理論マニュアル, 構造計画研究所
- 10) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002. 3.
- 11) 大塚久哲, 田中智之, 竹村太佐, 柚辰雄: 有限要素法による鋼連続桁橋の桁端衝突解析, 橋梁と基礎, pp39-45, 2002. 12.

(2004年9月17日 受付)