

## 既設鉸桁橋の免震化解析検討

山崎 伸介<sup>1</sup>・佐伯 英一郎<sup>2</sup>・西本 晃治<sup>3</sup>  
西村 昭彦<sup>4</sup>・寺師 浩二<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修、<sup>2</sup>工博 新日鉄エンジニアリング㈱ 技術開発研究所（〒293-0011 千葉県富津市新富20-1）

<sup>3</sup>正会員 工修 新日鉄エンジニアリング㈱ 建築・鋼構造事業部（〒141-8604 東京都品川区大崎1-5-1）

<sup>4</sup>正会員 工博 <sup>5</sup>㈱ジェイアール総研エンジニアリング（〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38）

### 1. はじめに

本文は、既設道路橋の耐震化を目的とした対策工として、現状の線支承から滑り板を伴う免震支承に交換することで橋脚への地震作用力の負担を大幅に低減させる免震化について、解析的に検討した結果を報告する。

既設道路橋は8径間単純鉸桁橋で、昭和初期に建設されたものである。当初、本橋は鉄道橋として利用されていたが、その後用途変更から道路橋として改修工事が行われた。しかし橋梁の耐震診断を実施した結果、現行の耐震基準を満たしていないため、橋梁の耐震補強が必要とされた。本橋の橋脚は河川内に位置し、橋脚の外側に補強を施すと河川の阻害率など現行基準を満足できなくなるため、橋脚に作用する地震力を低減できる免震支承の採用が検討された。

免震支承の検討では、ポットベアリングタイプの従来型滑り支承と、滑り支承のひとつで復元力を併せ持つ摩擦振り子型免震支承について検討した。

摩擦振り子型免震支承の検討では、上部工桁の地震時相対変位量が大きくなる可能性があったため、上部工桁間を履歴ダンパーで連結し、橋軸方向の地震力に対して桁間でエネルギー吸収する方策も検討した。

### 2. 既設道路橋の構造形式

橋梁横断方向に建設時期の違う新橋であるA橋と旧橋であるB橋とが隣接したもので、旧橋は鉄道橋、新橋は道路橋として建設されたが、その後、道路橋としてA橋とB橋を橋面上結合させて改修された。

なお、B橋の橋脚上には、道路橋の他、工場運搬搬送設備および歩道が設置されており、より重要度の高いものとなっている。（図-1）

本橋の主な構造諸元は以下の通りである。

#### (1) 上部構造

桁 長：12.570m（1径間）

橋梁形式：8径間単純合成鉸桁

支承構造：鋼製線支承

#### (2) 下部構造

##### a) 橋脚

A橋：直角2柱式ラーメン構造 RC橋脚  
直接基礎

B橋：直角3柱式ラーメン構造 RC橋脚  
深礎杭基礎

##### b) 橋台

無筋コンクリート橋台 直接基礎

なお、下部工はいずれもN値18程度の砂れき地盤に支持されている。

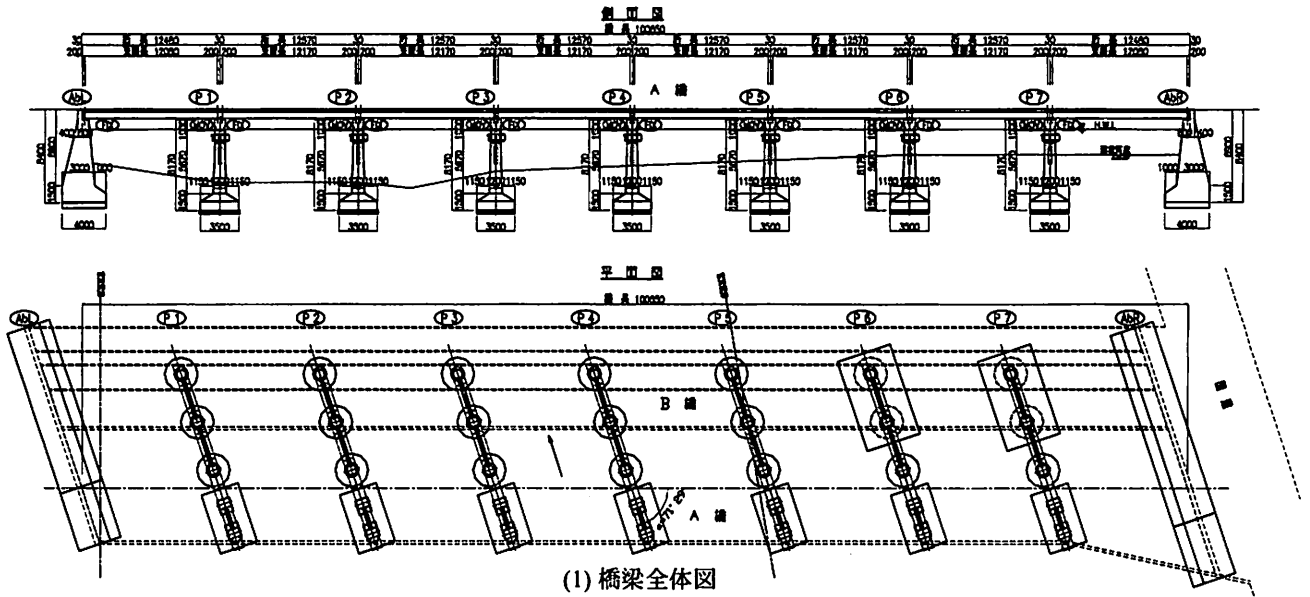
### 3. 参照基準と要求性能

本橋は鉄道橋を主体として建設されたこともあり、免震化においては橋脚の耐震性能に着目して、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（平成11年10月）<sup>1)</sup>等、鉄道基準を主に参照した。耐震性能の定義を以下(1)のように考え、A橋、B橋の要求性能を以下(2)とした。

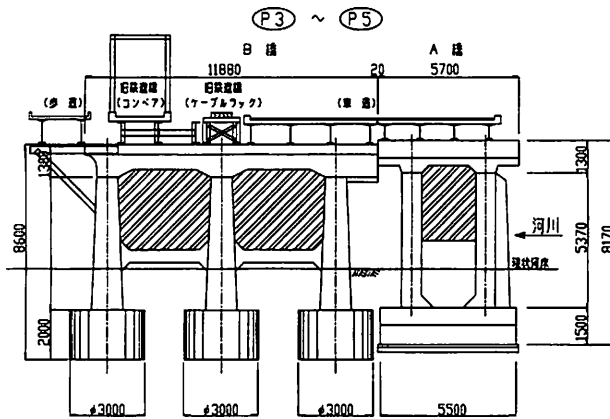
#### (1) 耐震性能

耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保存でき、かつ過大な変位を生じない。

耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。



(1) 橋梁全体図



(2) 標準横断面図

図-1 既設橋梁一般図

耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

#### (2) 要求性能

構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動である L2 地震動に対して、重要度を考慮して A 橋は耐震性能Ⅲ、B 橋は耐震性能Ⅱを満足することとした（表-1）。

表-1 要求性能

| 橋梁名称       | A 橋   | B 橋   |
|------------|-------|-------|
| 構造物の耐震性能   | 耐震性能Ⅲ | 耐震性能Ⅱ |
| 橋脚躯体の損傷レベル | 3     | 3     |
| 基礎の安定レベル   | 3     | 2     |

## 4. 解析モデルおよび解析条件

### (1) 解析モデル

解析は橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ分けて検討を行った。橋軸方向の検討は橋梁全体の 8 径間を上下部工一体で A 橋、B 橋それぞれ別々にモデル化した。一方、橋軸直角方向については、隣接する

A 橋、B 橋を一体で代表的な 1 断面についてモデル化した。橋軸方向および橋軸直角方向の構造解析モデルを図-2 に示す。

モデル化においては、構造物は質点系に離散化し、RC 構造物である橋脚については、損傷部位として明らかな躯体基部の部材について、降伏点、最大点を折れ点とする曲げモーメントと曲率（ $M-\phi$ ）の関係で与えた。履歴特性は修正武田モデルを使用した。

基礎の評価として、水平バネは根入れ深さに応じて、有効抵抗土圧を上限とするバイリニア型で設定し、フーチング底面のせん断バネは、最大せん断抵抗を上限値とするバイリニア型で設定した。フーチング底面の回転バネは、直接基礎の浮き上がり限界モーメントおよび最大抵抗モーメントの 2 点で折れるトリリニア型とした。

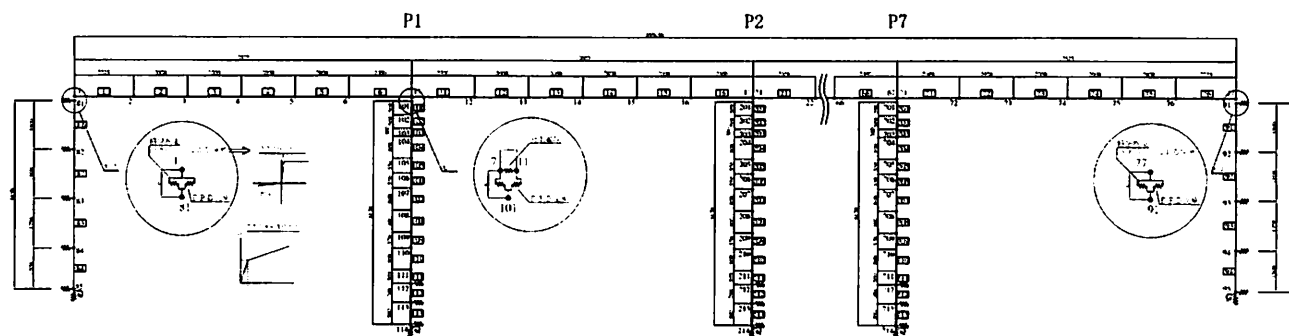
また橋台は背面の地盤抵抗を基礎と同様に水平バネで評価し、パラベットによる桁の拘束はパラベット背面の有効抵抗土圧を上限値として、桁とパラベットの遊間 30mm を考慮したスリップバイリニア型の非線形バネを用いた。

橋軸直角方向については、A 橋と B 橋の相互作用を考慮するために、それぞれの下部工上層梁端部の遊間 30mm を評価し、水平方向にスリップ型の弾性バネで上層梁を連結した。

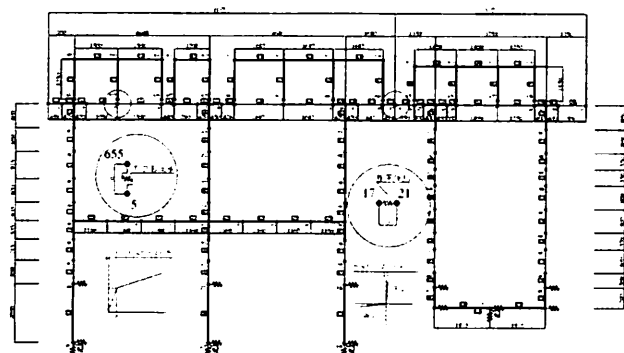
一方橋軸方向の上部工桁間の衝突エネルギーを吸収させるために桁端相互を鋼製履歴ダンパーで連結し、表-2 に示す 2 タイプでバイリニア型の非線形バ

表-2 桁間連結バネ特性

| Type | 剛性K<br>(kN/m) | 降伏強度<br>$P_y$ (kN) | 降伏変位<br>$\delta_y$ (mm) |
|------|---------------|--------------------|-------------------------|
| 1    | 100,000       | 400                | 4.0                     |
| 2    | 50,000        | 200                | 4.0                     |



(1) 橋軸方向(A 橋)



(2) 橋軸直角方向  
図-2 解析モデル図

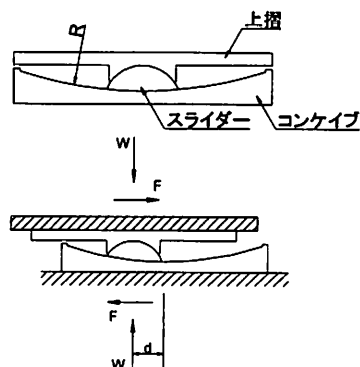


図-3 摩擦振り子型免震支承 (FPB)

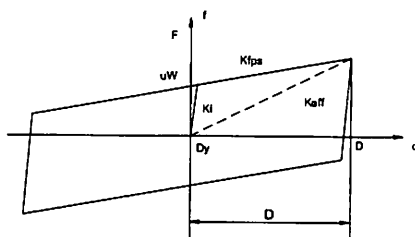


図-4 FPB 履歴曲線

ネとしてモデル化した。

## (2) 支承条件

支承は，上部工の慣性力を大幅に低減させることが可能となる滑り支承を採用し，ポットベアリング型滑り支承（以下，滑り支承）と，摩擦振り子型免震支承（Friction Pendulum Bearing，以下，FPB）を

表-3 解析ケース

| Case | 摩擦係数 $\mu$ | 曲率半径R (m) |
|------|------------|-----------|
| 1    | 0.05       | 2         |
| 2    |            | 4         |
| 3    |            | 6         |
| 4    | 0.10       | 2         |
| 5    |            | 4         |
| 6    |            | 6         |

採用した場合について検討を行った。滑り支承については，摩擦係数を一律 $\mu=0.1$ とした。

一方 FPB については摩擦係数 $\mu$ として $\mu=0.05$ ， $0.1$ を，曲率半径として $R=2\text{m}$ ， $4\text{m}$ ， $6\text{m}$ とパラメトリックに変化させた（表-3）。

FPB は，近年アメリカで開発された金属製の滑り支承である。振り子の原理を応用した構造で，復元力があり，上載荷重によらず固有周期を自由に調整できる。アメリカをはじめ諸外国では，橋梁への適用例が多いが日本では実績がない。一般的な摩擦振り子型免震支承は曲率 $R$ の球面をもつコンケイブとその上をスライドするスライダーおよびそれを支持する上摺より構成される（図-3）。周期 $T_{fps}$ および復元力 $k_{fps}$ は，曲率 $R$ と上載荷重 $w$ により式(1)，(2)で表される。その履歴曲線を図-4に示す。<sup>2),3),4)</sup>

$$k_{fps} = \frac{w}{R} \quad (1)$$

$$T_{fps} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{k_{fps}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{\frac{w}{R}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2)$$

## (3) 設計地震動

構造解析に用いた入力地震動は，鉄道設計基準<sup>1)</sup>のL2地震動スペクトルⅡ適合波の基盤地震動波形に対して，当該表層地盤条件に基づいて算定した地表面地震動波形とした（最大値882gal 図-5）。

## (4) 減衰定数

各部材の逸散および内部減衰については，地盤10%，主桁3%，橋脚3%とし，固有値解析から求

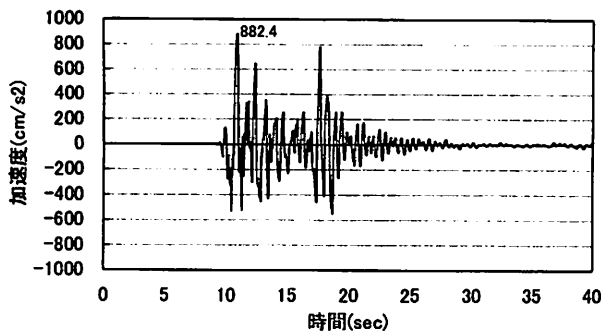


図-5 入力加速度波形

めたひずみエネルギー比例減衰より、レーリー減衰を算定し時刻歴応答解析において適用した。

## 5. 解析結果

時刻歴応答解析の結果、摩擦係数  $\mu=0.1$  とした滑り支承を用いることにより、現状の線支承の場合と比べて橋脚に作用する慣性力は大きく低減し、耐震要求性能を満たすことが分かった。

また、A 橋と B 橋それぞれにおける橋脚に生じる塑性化と支承の動的挙動との相互作用の影響は類似した結果であったことより、ここでは A 橋について、滑り支承と各種パラメータで検討した FPB の比較を中心に述べる。

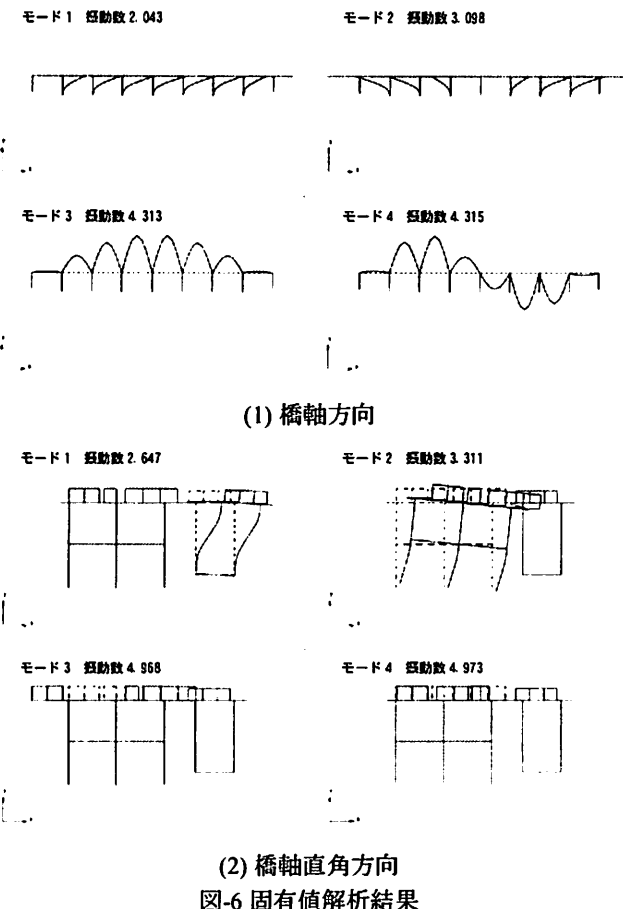


図-6 固有値解析結果

### (1) 固有値解析結果

A 橋の橋軸方向および A・B 橋全体の橋軸直角方向の固有値解析結果における 1 次～4 次の低次モードについて、図-6(1), (2)に示す。

橋軸方向においては、単純桁であるために、個々の桁が不連続に振動しているが、全体として俯瞰すれば、おおよそ連続桁とした場合と同じようなモード形状で振動していることが分かる。

一方、橋軸直角方向については、A 橋、B 橋それぞれが独自に振動するモードと、上部工桁が水平振動するモードが支配的となっていることが分かる。

### (2) 時刻歴応答解析結果

#### a) 橋軸方向の結果

橋脚の最大断面力を滑り支承モデルとの比で表した結果を図-7 に示す。(1)の曲げモーメントおよび(2)のせん断力共に摩擦係数  $\mu=0.05$  の Case1～3 は、表-2 に示した桁連結材条件の違いによらず断面力の比が 1.0 以下となり、滑り支承に比べ橋脚に対する上部工慣性力が低減されていることが分かる。一方で滑り支承と同じ摩擦係数  $\mu=0.10$  の Case4～6 は滑り支承と概ね同等の結果となった。ここで、曲げモーメントのみに着目すれば、同じ摩擦係数  $\mu=0.05$  でも連結材 Type2 の方が、Type1 よりも曲げモーメントが小さく、連結材の履歴減衰効果が伺える。

また、図-8 に支承部での桁と各下部工天端の最大相対変位量を、図-9 に同位置での残留変位量を示す。

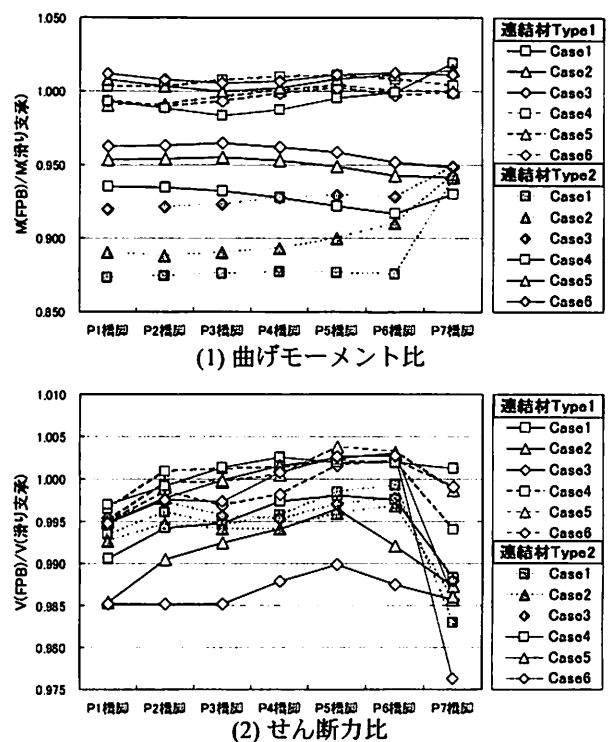


図-7 橋脚躯体の断面力比(A 橋橋軸方向)

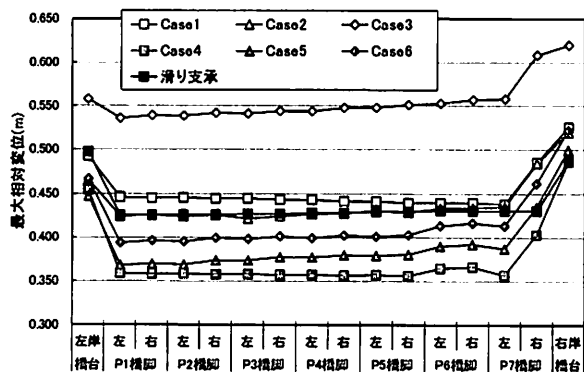


図-8 支承の相対変位(A 橋橋軸方向)

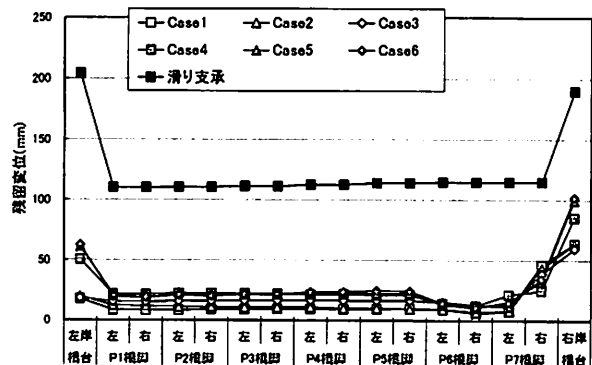


図-9 支承の残留変位(A 橋橋軸方向)

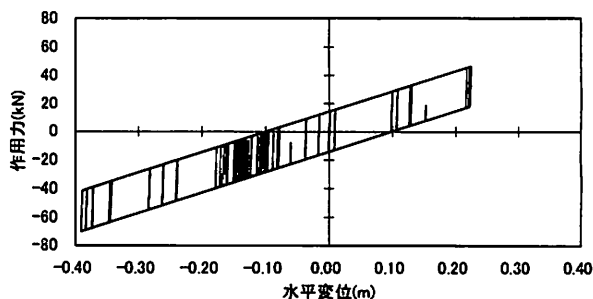
ここでは両者共に表-1 に示す桁連結材条件の Type1 に着目して比較する。まず図-8 では、Case3 が橋脚天端でおよそ 0.55m と最も大きな相対変位となっているが、それ以外のケースでは滑り支承と比較して同等もしくはそれ以下の結果となった。これは Case3 が滑り支承に比べて摩擦係数  $\mu$  が小さいために FPB の降伏荷重 ( $\mu \cdot w$ ) が小さくなり、さらに  $R=6m$  と検討ケースの中で最も大きい曲率半径であるために降伏後の剛性  $k_{fp}$  も小さくなり、他のケースに比べ相対変位が増加したものと考えられる。次に図-9 では、橋脚上での残留変位が滑り支承で 110mm 程度に比べて FPB では 10~50mm と非常に小さな値となった。これは復元力を有する FPB の特長であることが分かる。

次に、Case1, Type2 の P1 橋脚左岸側支承および P4 橋脚左岸側支承の履歴図を図-10 に示し、P1 および P4 橋脚上の桁間を連結した履歴ダンパーの履歴図を図-11 に示す。

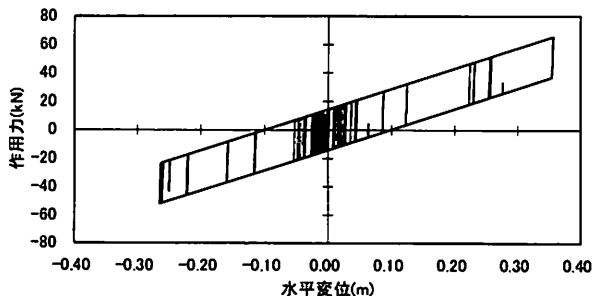
図-10 の FPB の履歴図より、支承部において、滑り摩擦による履歴減衰が解析上効果を発揮していることが改めて確認できる。

図-11 の桁間連結材の履歴図より、Type2 の桁間連結材では、各箇所でのエネルギー吸収の大きさに違いがあるものの、概ね、期待した通りの履歴を描いており、その効果が確認できる。

一方 Type1 の桁間連結材では、その剛性が大きいために、Type2 ほどエネルギー吸収の効果が発揮さ

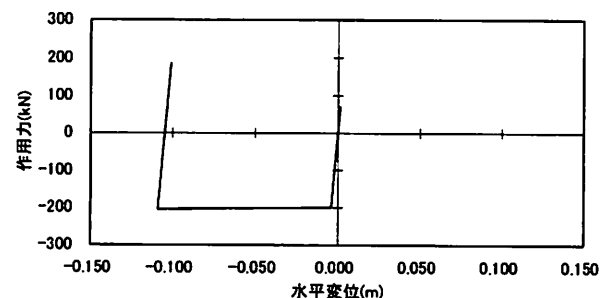


(1) P1 橋脚左岸側支承

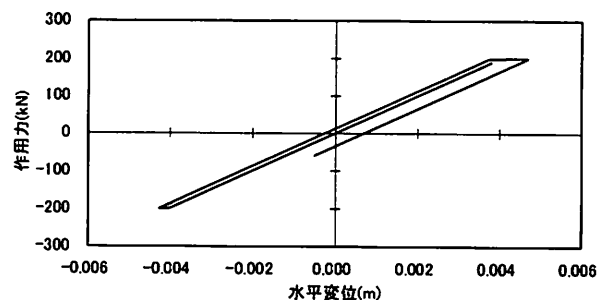


(2) P4 橋脚左岸側支承

図-10 FPB の作用力-水平変位曲線



(1) P1 橋脚上ダンパー



(2) P4 橋脚上ダンパー

図-11 桁間連結材の作用力-水平変位曲線

れない結果となった。桁間連結材の剛性については、最適に設定する必要があることが伺える。

#### b) 橋軸直角方向の結果

橋軸直角方向については、構造系が左右対称でないことから、図-5 の入力加速度波形を反転させた検討も実施したが、その結果に大きな違いがなかったため、ここでは通常の図-5 に示す波形での検討結果について記述する。

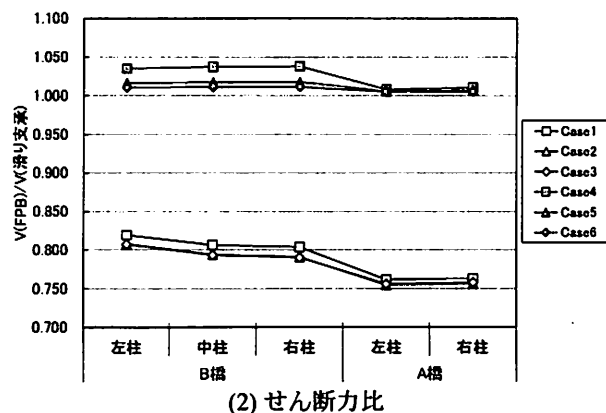
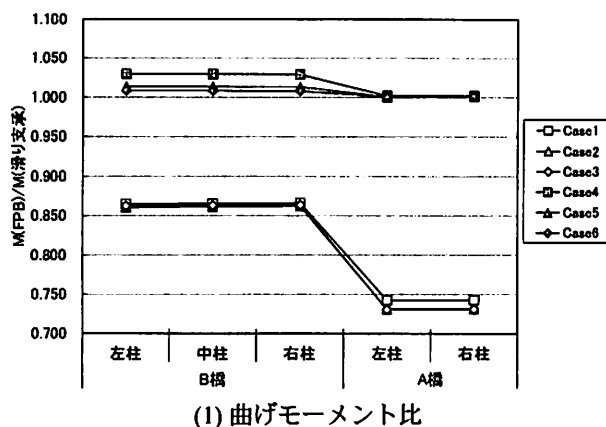


図-12 橋脚躯体の断面力比(橋軸直角方向)

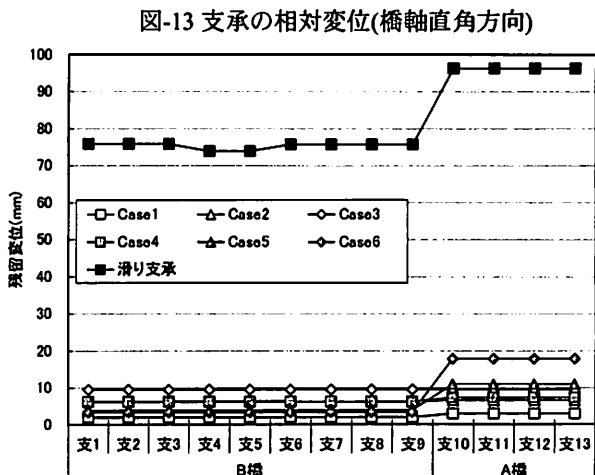
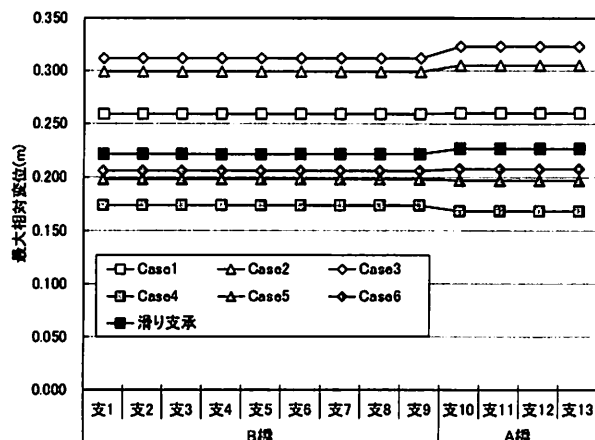
橋脚の最大断面力を滑り支承モデルとの比で表した結果を図-12に示す。

(1)の曲げモーメントおよび(2)のせん断力共に摩擦係数 $\mu=0.05$ のCase1~3は、断面力の比が1.0以下となり、橋軸方向の結果と同様に滑り支承に比べ橋脚に対する上部工慣性力が低減されていることが分かる。一方で滑り支承と同じ摩擦係数 $\mu=0.10$ のCase4~6は滑り支承と概ね同等の結果となった。

また、図-13に支承部での桁と各下部工天端の最大相対変位量を、図-14に同位置での残留変位量を示す。まず図-13では、Case3が橋脚天端でおよそ0.33mと最も大きな相対変位となっているが、Case2、Case1の順に相対変位は小さくなっている。また、摩擦係数が滑り支承と同じ $\mu=0.10$ のCase4~6は、滑り支承よりも相対変位は小さくなっている。次に図-14では、橋脚上での残留変位が滑り支承で最大100mm程度に比べてFPBでは3~20mmと、こちらも橋軸方向の結果と同様に非常に小さな値となった。

## 6. まとめ

既設橋梁の耐震対策工として、橋脚上の既設支承を滑り支承に交換して免震化した構造について解析的な検討を実施した。その結果滑り支承を採用することで、橋脚に作用する上部工桁の慣性力が大幅に



低下し、現状の橋脚でも耐震性能を満足することが明らかになった。

また、従来のポットベアリングタイプの滑り支承と復元力を有するFPBを比較した場合、FPBでは同じ摩擦係数であれば、曲率によって多少違いがあるものの、橋脚断面力の低減は同じように期待できることも判明した。また、滑り支承と比べて上部工桁の相対変位、残留変位を低減でき、支承の必要移動量が小さくなることから免震支承のコンパクト化も可能となることが分かった。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，1999。
- 2) 岡田太賀雄：球面滑り支承に支持された橋梁模型の振動台実験 第63回年次学術講演会，2008。
- 3) M.Dicleli, et.al. : Seismic retrofitting of highway bridges in Illinois using friction pendulum seismic isolation bearings and modeling procedures, Engineering Structures 25, pp.1139-1156, 2003。
- 4) Yen-Po Wang, et. al. : Seismic response analysis of bridges isolated with friction pendulum bearings, Earthquake engineering and structural dynamics 27, pp.1069-1093, 1998。