

機能分離型すべり支承による鋼橋の耐震補強設計法

伊津野和行*, 袴田文雄**, 佐藤大輔**, 松本 巧***, 江頭慶三****

*工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科(〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

**工修 阪神高速道路公団 大阪建設局(〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16)

***工修 三井造船株式会社 鉄構建設事業本部技術部(〒559-0021 大阪市住之江区柴谷1-1-57)

****工修 株式会社春本鐵工 技術本部本店設計部(〒551-0021 大阪市大正区南恩加島6-20-34)

荷重支持と桁の回転吸収という常時の機能を受け持つ荷重支持板と、地震時の減衰付加と反力分散という機能を受け持つバッファおよびスライド部からなる、機能分離型支承を開発した。本支承システムの荷重支持板は厚さが薄いため、設置空間に制限のある既存の橋梁に対しても適用が可能であり、従来の線支承も縦断勾配を変えずに支承交換ができる。死荷重を受け持たないバッファの剛性がある程度自由に決定することができるため、免震効果を期待する設計も、応答変位を制限して隣接桁との衝突を防ぐことを主体に考える設計も可能である。本論文では、バッファ剛性に対する鋼橋の非線形応答スペクトルを簡単に計算して、設計に活用する方法について検討した。橋脚の降伏震度を決めれば、スペクトルからバッファ剛性を適宜決定することによって、耐震補強設計ができることを示した。

Key Words: integrated sliding bearing system, aseismic strengthening, existing bridges, nonlinear response spectrum, second stiffness of bearing system

1. はじめに

阪神・淡路大震災による被害を念頭に置いた道路橋示方書の改訂を受け、既存道路橋の耐震補強にもゴム支承が使用されるようになった。しかし、既存橋脚では、必ずしもゴム支承の設置空間が十分確保されているとは限らず、大幅な縦断勾配変更も不可能な場合が多い。従来の免震ゴム支承は背が高く、大反力用になると広い設置面積も必要である。また、既存橋梁の免震化では、桁遊間の制約や、橋脚補強のみが先行しているなど設計条件の制約もあり、従来の免震ゴム支承を利用しにくい場合も多い。

既存橋梁から新設橋梁に目を転じて、阪神・淡路大震災以降、大地震時の性能ばかり問題にしてきたきらいがあり、地震には強くても平常時の機能性が犠牲になっては困るという危惧を抱くこともある。常時の挙動や振動問題など今後解明していかなければならない問題、あるいは施工性の問題や価格の問題など、解決していかなければならない問題もある。阪神・淡路大震災で生じたいろいろな被害が二度と起きないように、地震に強い構造にすることは必要であるが、平常時の機能もおろそかにしてはならない。一つの部材に、平常時に求められる機能も、大地震時に求められる機能も、すべてを要求することには限界があるとも考えられる。大地震時に機能する装置と、平常時に機能する装置をバランスよく組み合わせ、一つの装置を構成することができれば有効だと考える。

そこで、平常時の荷重に対する支承の働きと、地震荷重に

対するバッファの働きとを分離した、新しい支承部装置が開発された²⁾。この装置は、すべり摩擦型支承装置の一種であり、静的載荷試験と動的載荷試験を通して、その基本的特性の検討が行われた³⁾。

本研究では、この装置を鋼橋の耐震補強に用いる場合の設計手法について検討し、非線形応答スペクトルを活用する手法について提案する。

2. 機能分離型すべり支承

本研究で対象とする機能分離型支承システムは、図-1に示すように、荷重支持板とその上に設けられたスライド部、およびバッファからなる。荷重支持板とスライド部の詳細を、図-2に示す。荷重支持板はゴムからなり、常時の鉛直荷重支持と、桁の回転吸収を行う。スライド部は、テフロンとステンレスとの間ですべり摩擦が生じることを利用し、地震時における橋軸方向の揺れの長周期化と、摩擦減衰の付加をねらっている。

スライド部は強制スライド形式として、荷重支持板のゴムには大きなせん断変形がかからないようにしてある。ゴムバッファは天然ゴムの積層ゴムからなり、地震時における反力分散と三方向の変位制限装置として働く。橋軸方向のみならず、鉛直方向に対してもゴムのせん断変形で抵抗し、地震時における桁の浮き上がりを防止する。

従来のHDRやLRBといったゴム支承は、支持する荷重が大きくなれば、設置面積が大きくなる。それに対して、この機

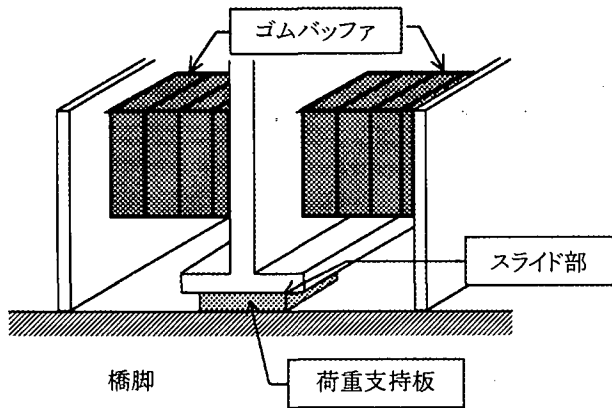


図-1 機能分離型すべり支承

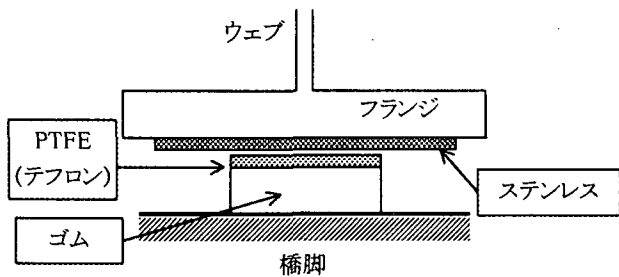


図-2 すべり面の詳細

表-1 仮定したモデル緒元

橋脚の降伏変位	5.87	cm
橋脚の降伏(終局)耐力	1,286	tf
橋脚の終局変位	45.98	cm
橋脚の質量	324.1	ton
桁の質量	1,080	ton
支承システムの初期剛性: k_1	15	tf/cm
支承システムの二次剛性: k_2	0.1~2.0	tf/cm
動摩擦係数	0.15	
バッファの数	28	

機能分離型支承では、鉛直荷重を支える薄い荷重支持板を高支圧応力(250kgf/cm²)で用いるため、それほど設置面積が大きくなる。特に、装置の高さを低く抑えることが可能であるため、従来の線支承と交換することも可能であり、施工性にも優れている。また、鉛直荷重と独立にバッファの剛性を決められるため、桁の地震応答変位を制御することも可能である。バッファの剛性を適宜決めることにより、免震装置として設計して桁の振動周期を長周期化することも、桁の応答変位をある程度抑えて反力分散装置として設計することも可能である。

テフロンとステンレスを用いたすべり摩擦型支承の特徴として、摩擦係数の面圧と載荷速度への依存性があげられる。この特性に関しては、従来より国内外で研究がなされており、面圧が高いほど、そして載荷速度が遅いほど、摩擦係数が低くなることが確かめられている⁹⁾。平常時の温度変化によ

る桁のす

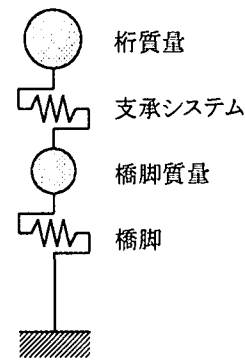


図-3 二自由度系モデル

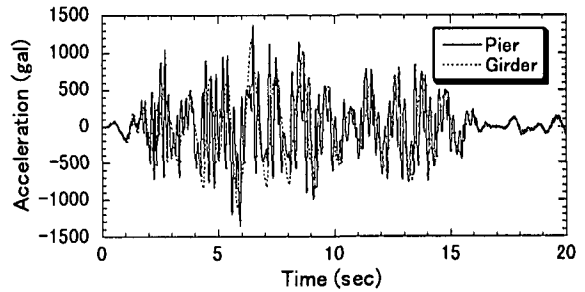


図-4 $k_2=1$ tf/cmに対する加速度応答波形

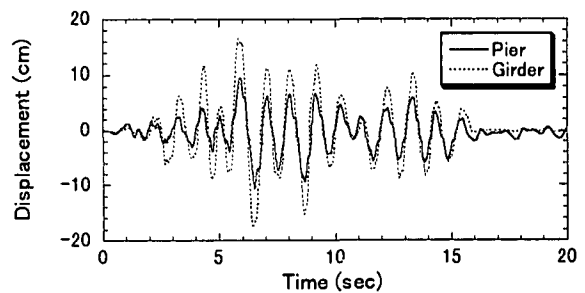


図-5 $k_2=1$ tf/cmに対する変位応答波形

べりに対しては摩擦係数が低く、地震時の桁の揺れに対しては摩擦係数が高くなって摩擦減衰による振動低減が期待できる。

3. 設計手法の検討

本装置を設計する場合、バッファの剛性をどのように設定するかによって、装置の性格が変化することが鍵になる。バッファは常時の死荷重を受けないため、ある程度自由に設計することが可能である。ここでは、バッファ剛性を変化させて、橋梁応答がどのように変化するかを検討した。

橋梁を図-3に示す2自由度系としてモデル化し、橋梁の諸元を表-1のように仮定した。橋脚は完全弾塑性型の骨格曲線を持った剛性劣化(Clough)型の履歴復元力特性を仮定し、5%の減衰定数を仮定した。支承はバイリニア型の履歴復元力特性を仮定した。バッファ剛性を変化させることにより、支承のバイリニア型履歴曲線の2次剛性が変化することになる。日本道路協会より提供を受けた標準地震入力例⁷⁾の、レ

ベル2タイプ2波形1に対する応答を計算した。

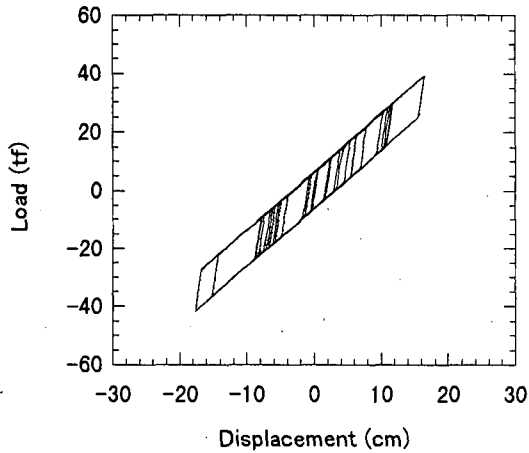


図-6 $k_2=1$ tf/cmに対する支承システムの履歴曲線

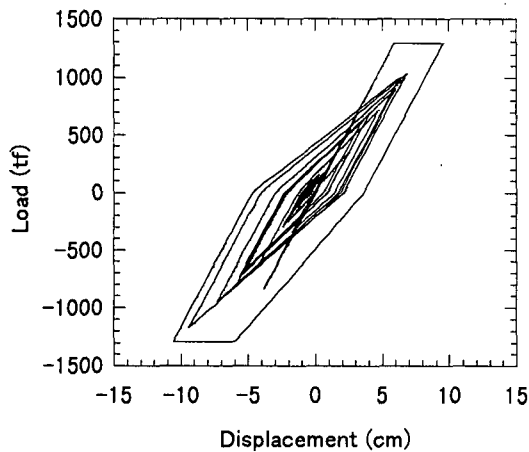


図-7 $k_2=1$ tf/cmに対する橋脚の履歴曲線

バッファ剛性を1tf/cmと仮定した時の加速度応答波形を図-4に、変位応答波形を図-5に示す。

この場合、桁の加速度は1200gal程度、橋脚の加速度は1400gal程度であり、加速度応答の軽減は実現されていない。一方、変位応答値は、橋脚天端が約10cm、桁の変位が約18cmであり、レベル2の直下型地震を模擬した入力波形に対する応答としては、変位を小さく抑えることができています。

この時の支承システムと橋脚の履歴応答曲線を、それぞれ、図-6と図-7に示す。地震応答解析において、摩擦係数の速度依存性を無視しても影響が小さいことより、図-6の支承システムの応答は、動摩擦係数の速度依存性を考慮せず、一定値0.15として計算されたものである。図-6も図-7も、塑性応答を示しており、橋脚と支承システムと両方に塑性ヒンジが構成されることになる。図-7の橋脚の応答は、最大じん性率が2まで塑性域に入っている。

次に、支承システムの2次剛性をいろいろ変化させて応答計算を行い、その最大応答値をプロットしたグラフを考える。横軸に支承の2次剛性(バッファ剛性)をとり、縦軸に橋脚と桁の応答量をとったスペクトルで結果を表現する。図-8に加速度応答のバッファ剛性に対するスペクトル、図-9に変位

応答のバッファ剛性に対するスペクトルを示す。

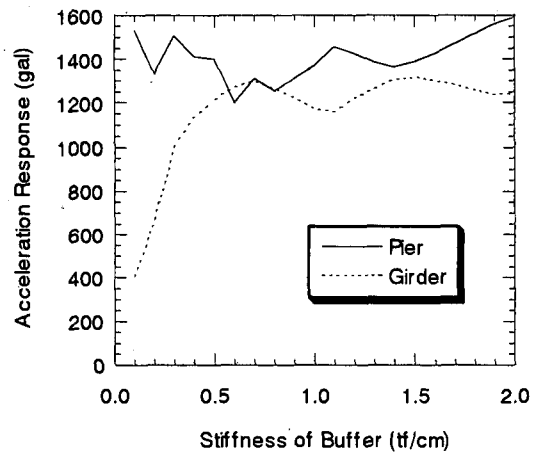


図-8 バッファ剛性に対する加速度応答のスペクトル

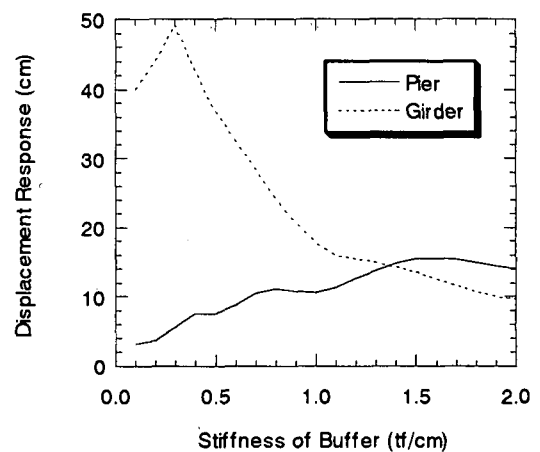


図-9 バッファ剛性に対する変位応答のスペクトル

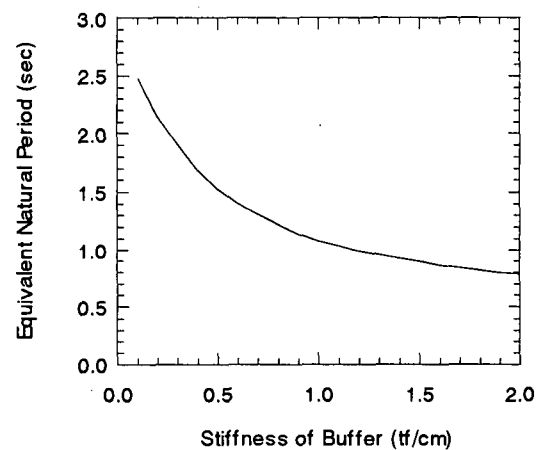


図-10 バッファ剛性と等価固有周期

バッファ剛性を低くし、0.5tf/cmより小さくした場合、図-8より桁の応答加速度を上げて免震装置として働くことがわかる。橋脚の加速度応答は、二次モードが卓越するために小さくはなっていないが、これは一般の免震支承でも見受けられる現象で、橋脚基部の曲げモーメント応答等は小さくなる。しかし、

この場合には図-9より桁の応答変位が大きくなり、隣接する桁との間に十分な遊間が必要である。逆に、バッファ剛性を1tf/cmより高くした場合には、図-9より桁の応答変位を20cm以下に制限することが可能であるが、図-8より応答加速度を低減することはできないことがわかる。また、図-9より、バッファ剛性を高くしていくと、橋脚の変位も大きくなり、橋脚が塑性域に入っていくことになる。したがって、橋脚の降伏震度との兼ね合いも考慮して、橋梁の応答を全体系として考える必要がある。この例では、バッファ剛性が0.3tf/cm以上になると、橋脚が降伏する。

この関係を、最大応答変位時の等価固有周期で整理したグラフを図-10に示す。最大応答変位時と、原点とを結んだ直線の傾きから等価剛性を求め、等価固有周期 T_{eq} を次式から求めた。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_1 - k_2 \cdot \frac{P_y}{\delta_{max}} + k_2}}$$

ここで、 m は桁質量、 k_1 と k_2 はバッファの初期剛性と二次剛性、 P_y はバッファの降伏耐力、 δ_{max} は最大応答変位である。バッファ剛性を0.5tf/cm以下にして免震効果をねらう場合、等価固有周期は1.5秒以上になる。なお、桁を固定支承で支持した場合、本橋脚モデルの初期固有周期は0.5秒である。

以上のことより、本装置の設計手法として、図-11のフローが考えられる。

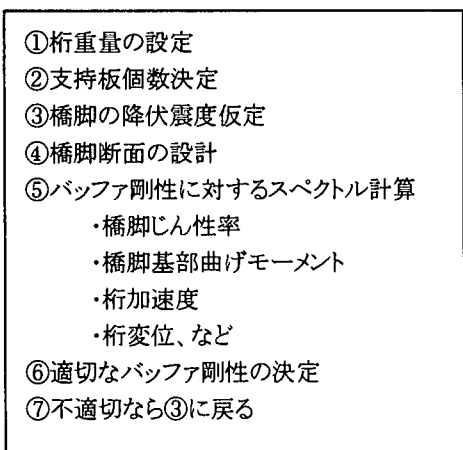


図-11 バッファ剛性スペクトルを用いた設計フロー

本装置の履歴復元力特性は、HDRやLRBと同じバイリニア型であるから、従来の反力分散支承や免震支承の設計手法を用いることができる。しかし、バッファの剛性(支承の2次剛性)をある程度自由に設定できるため、より柔軟な設計が可能である。バッファ剛性を低くして免震効果をねらうのか、バッファ剛性をある程度高くして変位制限を重要視するのか、設計目的にあった適切なバッファ剛性を設定することが可能である。図-11のフローでは、図-8や図-9のような応答の

バッファ剛性に対するスペクトルが必要になってくるが、これを簡単に計算するソフトウェアは、インターネットのホームページで公開されている⁹⁾。図-3の2自由度系モデルに対し、非線形地震応答解析を行うことは難しいことではなく、簡易に動的解析を行う環境を整えることが、今後の橋梁設計において重要だと考える。

また、既存橋梁の支承交換をする場合のように、桁遊間や桁端と支承との間の距離が短く制限されているケースでは、最大応答可能変位からバッファ剛性を決めることも可能である。つまり、最大応答可能変位をバッファのせん断変形率250%とにおいて、バッファのゴム層厚を決めることによって、バッファの剛性が決定されることになる。

ただし、この場合、桁の応答変位を抑えることに主眼がおかれることになり、免震効果は見込めない場合が多いと考えられる。この場合にも、非線形地震応答解析を行うか、前述のバッファ剛性に対するスペクトルを用いて、応答量を確認することが望ましい。

4. 支承交換における検討例

機能分離型支承システムを、既存の高架橋に用いる場合、従来のゴム支承が高さの制限から使いにくい箇所での利用が考えられる。ここでは、従来の固定-可動支承システムを、機能分離型支承システムに交換した場合の、地震応答特性の変化について検討した。

図-12に示すP1~P6の5径間を対象とし、すべての支承を機能分離型支承システムに交換した場合(Case 1)と、従来の固定-可動支承システムの場合(Case 2)との地震応答の比較を行った。モデル化に用いた橋梁諸元を表-2に示す。入力地震波は、前述のレベル2タイプ2波形1を水平方向に入力した。

本計算例では橋脚の1次固有周期が約2秒と比較的長いいため、機能分離型支承には、反力分散の役割を期待し、バッファ剛性は2.2tf/cmと高いものを考えた。5主桁であるため、荷重支持板5個と、バッファ8個を考えた。

Case 1では、前章までと同様に、支承システムには二次剛性をもったバイリニア型履歴復元力特性を仮定した。これに対しCase 2では、可動支承に5%の摩擦係数を仮定し、完全弾塑性型骨格曲線をもつバイリニア型履歴復元力特性を仮定した。

中央部のP3橋脚上に着目し、Case 1における支承システムの履歴曲線を図-13に示す。同じ箇所のCase 2における可動支承の履歴曲線を図-14に示す。Case 1では、Case 2の可動支承に比べて約3倍の力がかかることになるが、その分固定支承側の力は小さくなるため、P3橋脚基部に発生する曲げモーメントの応答波形は、図-15に示すように、あまり大きな差はない。

曲げモーメントの最大応答値は、機能分離型支承システムを用いたCase 1の方が、従来型支承のCase 2よりも1割ほど小さい。また、最大応答発生後の応答は、Case 1がかなり小さくなっている。機能分離型支承システムによる減衰特性が

現れている。

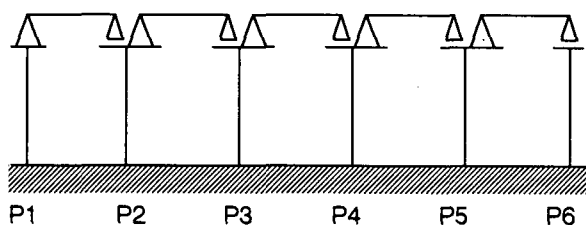


図-12 高架橋モデル

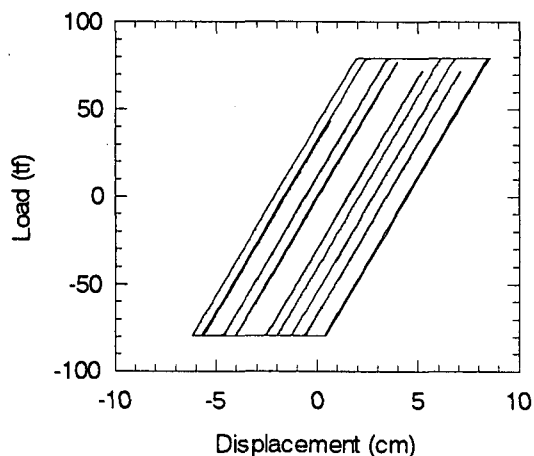


図-13 機能分離型支承システムの履歴曲線

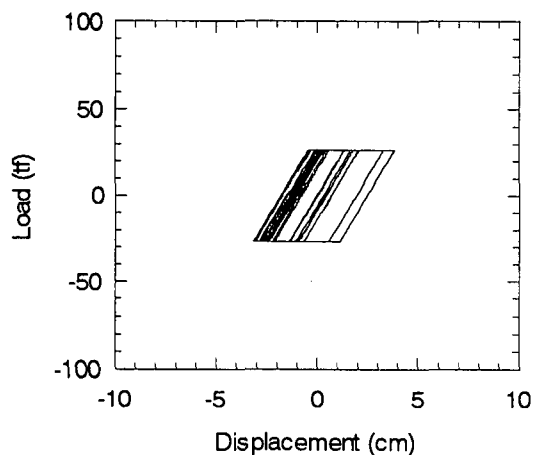


図-14 従来型可動支承の履歴曲線

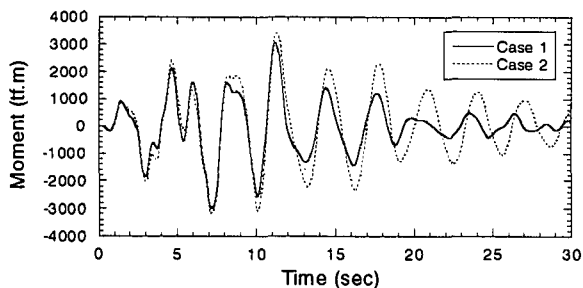


図-15 P3橋脚基部における曲げモーメント応答波形

表-2 仮定した高架橋諸元

橋脚	P1	P2	P3	P4	P5	P6
形式	鋼製 T型 単柱	鋼製 T型 単柱	鋼製 T型 単柱	鋼製 T型 単柱	鋼製 T型 単柱	鋼製 T型 単柱
高さ (m)	16.4	16.0	16.1	15.5	15.3	14.6
梁幅 (m)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
梁長 (m)	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8

桁	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6
形式	鋼床版 I桁橋	鋼床版 I桁橋	鋼床版 I桁橋	鋼床版 I桁橋	鋼床版 I桁橋
主桁 本数	5本	5本	5本	5本	5本
主桁 間隔 (m)	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85
桁高 (m)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
支間長 (m)	16.9	20.4	19.4	19.4	19.4

5. おわりに

本研究では、すべり摩擦型装置を用いた機能分離型支承システムを、鋼橋の耐震補強に用いる場合の設計手法について検討した。本装置は、支承の2次剛性を決定づけるバッファの剛性を、死荷重とは関係なく自由に設定することができるため、その設定方法を確立することが、合理的な耐震補強設計につながる。

本研究では、まず、バッファ剛性(支承の2次剛性)をパラメータとした数値解析により、バッファ剛性を低くすれば、桁の加速度応答を抑える免震効果が得られることを示した。逆に、バッファ剛性を高くして、桁の変位応答を抑え、反力分散装置として利用することも可能であることを示した。

次に、橋梁応答の、バッファ剛性に対するスペクトルを用いて、本装置の設計を行う手法を提案した。橋脚の降伏震度を設定したうえで、目的に応じたバッファ剛性を決める手法である。

最後に、従来の固定-可動支承システムを、機能分離型支承システムに交換した場合の、地震応答特性の変化について検討した例について述べた。

今後、連続する高架橋を、どの範囲まで考慮して解析するのか、隣接橋梁の影響をどのように考慮するのかについて、モデル橋梁に対して非線形数値解析を行って明らかにすることが必要だと考える。

謝辞

本研究の実施にあたり、株式会社ビービーエムの協力を得た。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1996.12.
- 2) 佐藤大輔・中村一平・伊津野和行: 機能分離型免震支承の開発, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第I部, I-B342, 1998.10.
- 3) 伊津野和行・袴田文雄・佐藤大輔: 橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.11(掲載予定).
- 4) A.Mokha, M.Constantinou and A.Reinhorn: Teflon bearings in base isolation. I:Testing, Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.2, pp.438-454, 1990.2.
- 5) 岡本晋・藤井俊二・尾崎大輔・M.C.Constantinou・P.C.Tsopelas: 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, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.167-177, 1995.1.
- 6) 岡本晋・深沢泰晴・藤井俊二・尾崎大輔: すべり方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, No.513/I-31, pp.191-200, 1995.4.
- 7) 日本道路協会: 標準地震入力例, 1996.
- 8) 伊津野和行: ホームページ, <http://www.ritsumei.ac.jp/se/rv/izuno/soft.html>, 1998.3.

(1998年8月17日受付)

ASEISMIC STRENGTHENING DESIGN OF EXISTING STEEL BRIDGES USING INTEGRATED SLIDING BEARING SYSTEM

Kazuyuki IZUNO, Fumio HAKAMADA, Daisuke SATO, Takumi MATSUMOTO and Keizo EGASHIRA

This paper discussed the design method of the integrated sliding bearing system for aseismic strengthening of the existing steel bridges. This system consists of the supporting rubber plate to support the main load such as the dead load and the live load, and the slider-buffer system to reduce the earthquake response. As the rubber buffers carry no main load, the stiffness of the buffers can easily be adjusted as an isolator or a lateral force distributor. The suitable stiffness of the buffers are determined using the nonlinear response spectra for the various stiffness of the buffers.