

機能分離型支承装置の動特性と 設計手法に関する研究

伊津野 和行¹・袴田 文雄²・中村 一平³

¹正会員 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)

²正会員 工修 阪神高速道路公団 大阪建設局建設企画部 (〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16)

³正会員 工博 阪神高速道路公団 交通環境室環境技術課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

平常時の荷重に対する支承の働きと、地震荷重に対するダンパーの働きとを分離した、機能分離型支承装置が開発された。本研究では、この機能分離型支承装置の、基本的な特性と合理的な設計手法について検討を加えた。静的載荷実験より、バッファのせん断変形特性には軸力の影響が小さいこと、ゴム層厚の230%を超えるせん断変形に対してハードニングが発生し、330%でせん断破壊することを確認した。また、動的加振実験により、最大速度が0.1kine以下の加振に対しては動摩擦係数が約10%、1~40kineに対しては15~25%と、動摩擦係数の載荷速度依存性および面圧依存性が確認された。さらに、死荷重とは無関係にバッファ剛性を適宜与えることができるため、目的にあった設計が可能であることを示した。

Key Words: *bridge structure, sliding bearing, PTFE, coefficient of friction, dynamic loading test, nonlinear earthquake response*

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¹⁾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、既存橋梁では、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、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、桁遊間の制約により、大変形になると桁同士が衝突する可能性が生じる場合もある。さらに、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い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経済性の問題など、今後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。

そこで本研究では、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、機能分離型支承装置について検討を加える。この装置は、すべり摩擦型支承装置の一種であり、本研究では、静的載荷試験と動的載荷試験を通して、その基本的特性を把握するとともに、その設計法に関して考察することを目的とする。

摩擦力の理論的な取り扱いについては、川島の研究²⁾や、Mostaghelらの研究³⁾がある。いずれも、クーロン摩擦を地震応答解析に取り入れる手法について検討されている。一般的に設計等で用いる簡易な手法としては、バイリニア型の履歴特性を持つ非線形バネとして表現すれば十分だと考えられる。

また、すべり摩擦支承の実用化に関しては、建築

分野での研究が先行している。すべり摩擦型の免震支承を利用した実構造物の地震観測⁴⁾、すべり摩擦支承に及ぼす上下動の影響に関する検討⁵⁾、すべり摩擦支承の振動台実験⁶⁾、可変すべり摩擦を利用した能動的制振システムの開発⁷⁾等、多くの研究が行われている。重い建築物に対しては、強震時にも、すべり摩擦が働かないほど浮き上がることはほとんど考えられないため、実用化にあたっての問題点も、橋梁の場合より少ないものと考えられる。

Mokhaらの研究^{8),9)}では、多くの実験に基づく詳細な検討により、PTFE（四フッ化エチレン）とステンレスを用いたすべり摩擦支承に関して、有益な知見がまとめられている。近年では、ボールを使った摩擦支承¹⁰⁾や摩擦振り子型の支承¹¹⁾についての検討も進められており、すべり摩擦を用いた支承の利用が実用段階に入ったことを伺わせる。

一方、国内で橋梁のすべり摩擦支承について研究された例としては、岡本らの研究^{12),13)}、竹田らの研究¹⁴⁾や別所らの研究¹⁵⁾がある。岡本らの研究¹³⁾では、摩擦係数の速度依存性を考慮した数値解析も実施されており、数値解析にあたっては、速度依存性の影響が小さいことが示されている。竹田¹⁴⁾は、すべり摩擦支承を用いた既存橋脚の耐震補強について、施工法も含めた検討を行っている。また、鶴野、玉木^{16),17)}は、地震後の残留変位を小さくするための工夫についても検討を加えている。

本研究は、これらの既存の研究結果をふまえ、機能分離型支承装置の動特性と設計法について検討を加える。

2. 機能分離型支承装置の概要

機能分離型支承装置は、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、および側面に取り付けられたゴムバッファからなる。

荷重支持板は薄い積層ゴムからなり、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、図-2に示すように、荷重支持板の上面に取り付けられたPTFEと、桁の下面に取り付けられた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生じ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、地震時における慣性力の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。

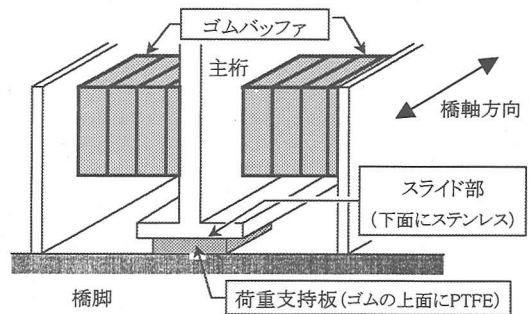


図-1 機能分離型支承装置の概念図

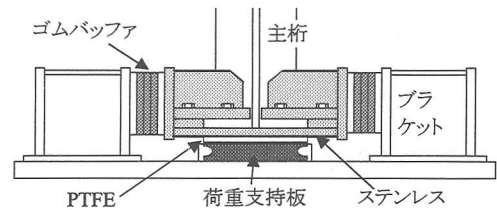


図-2 機能分離型支承装置の取付例

PTFEとステンレスとを用いたすべり摩擦型支承の特徴としては、一般的に以下の事項が挙げられる。

- ①面圧がかからないと摩擦減衰がない。
- ②面圧が高いほど摩擦係数が小さい。
- ③すべり速度が遅いと摩擦係数は小さい。よって、平常時の温度変化による桁のす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。
- ④すべり現象には固有周期がないため、特定周期の地震波に対して強く感応することが少ない¹⁸⁾。
- ⑤すべり摩擦だけでは初期剛性が高すぎ、高次振動を励起しやすいため、ゴム部材との併用が効果的である¹⁹⁾。

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（25MPa=250kgf/cm²まで許容）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、従来の線支承をはじめ、支承高さの低い施工空間でも支承の交換が可能であり、小型のため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。この点については後述するが、バッファ剛性で橋梁全体系の地震応答特性を調整することが可

能であり、支承部の設計結果によって橋脚設計を修正することは少なくなると考えられる。

本装置の実用化を目指し、以下のような実験および観測が計画された。

①荷重支持板

- ・圧縮試験
- ・圧縮疲労試験（200万回）
- ・せん断疲労試験（2万回）

②ゴムバッファ

- ・圧縮試験
- ・引張試験
- ・圧縮せん断試験
- ・無負荷せん断試験
- ・引張せん断試験
- ・せん断破壊試験

③装置全体

- ・正弦波加振実験
- ・ハイブリッド地震応答実験
- ・振り子衝突載荷実験

④実橋観測

- ・実橋交通振動計測
- ・実橋騒音測定
- ・経年変化観測

3. 荷重支持板とバッファの特性

(1) 荷重支持板の特性

荷重支持板に対しては、圧縮試験と疲労試験を行った。圧縮試験の結果を図-3に示す。水平に設置された荷重支持板に鉛直荷重を徐々に载荷し、そのときの圧縮変位を横軸に、载荷荷重を縦軸にプロットした。ゴム部材に特有の剛性硬化型履歴曲線を示している。ゴムの層厚は19mmであるが、3mm程度圧縮された時点（層厚に対する圧縮ひずみ15%）から徐々にハードニングが始まっている。

疲労試験としては、通常の支承と同様に200万回の圧縮疲労試験を行った。水平に設置された荷重支持板に、鉛直方向の変動軸力を作用させた。荷重支持板の上部に用いたPTFEには、耐久性を上げるため、重量の20%にあたるグラスファイバーが含まれている。供試体の設計死荷重相当の面圧12MPaと、その2倍の24MPaとの間で、2Hzの正弦波加振を行い、40万回ごとに圧縮バネ定数を計測しながら、200万回の繰り返しの試験を行った。圧縮バネ定数の変化量は、試験前と比較して5%以内であり、また、外観上の異常は認められなかった。

次に、せん断に関する疲労試験を行った。本装置は、強制スライド方式として、荷重支持板にあまり

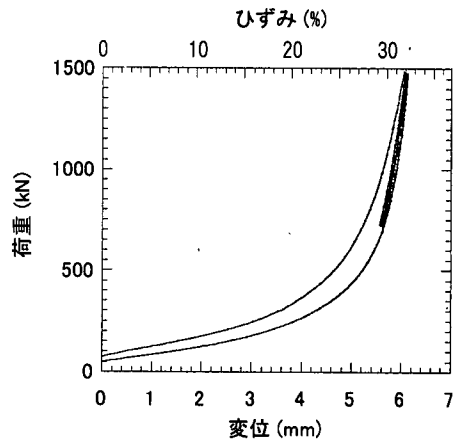


図-3 荷重支持板の圧縮載荷実験結果

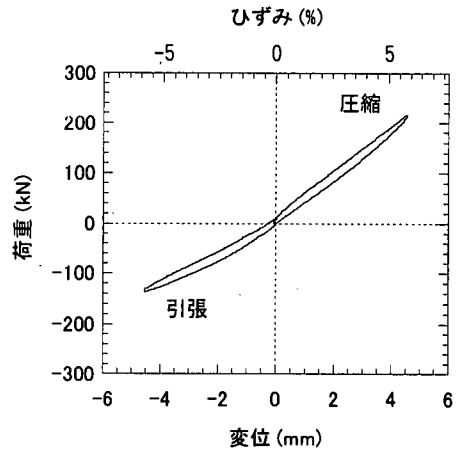


図-4 ゴムバッファの圧縮および引張試験

せん断変形が生じない機構にはしてあるが、後述のように多少はせん断変形することが確認された。そのため、1日1回温度変化による変形が生じることを想定して、2万回のせん断疲労試験も実施した。水平に設置された荷重支持板に対し、鉛直方向に面圧12MPaをかけた状態で、水平方向に±10mmのせん断変形を1Hzの正弦波形で与えた。疲労試験後における計測では、試験前と比較して厚みが0.1mm、重量が2グラム（荷重支持板重量の0.02%）減少したが、外観上の異常は認められなかった。

いずれの疲労試験でも良好な結果を得、荷重支持装置として、十分な実用性を有していると判断した。

(2) バッファの特性

バッファに対しては、圧縮試験、引張試験、圧縮せん断試験、無負荷せん断試験、引張せん断試験、せん断破壊試験を実施した。

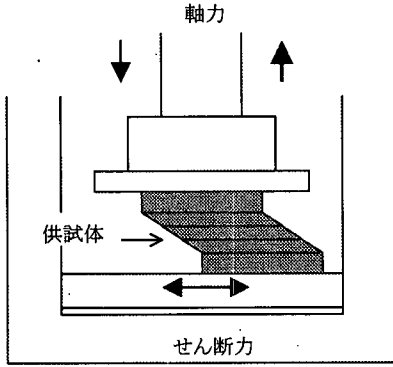


図-5 バッフアのせん断試験装置

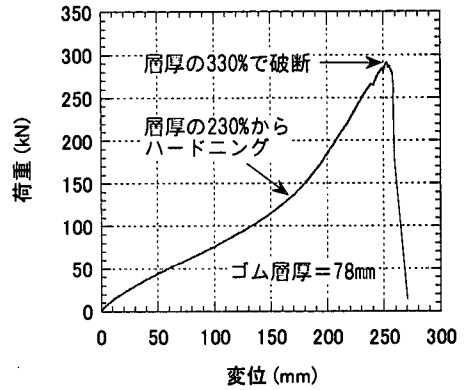


図-7 バッフアのせん断破壊試験

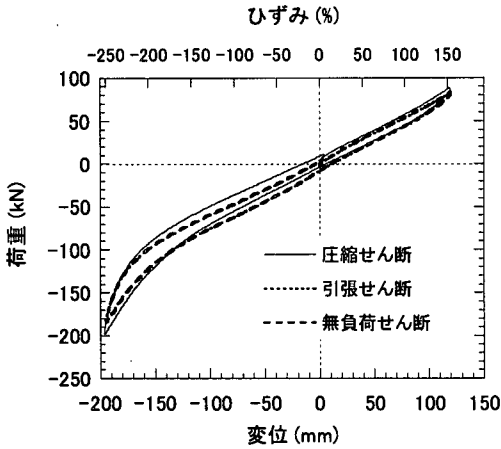


図-6 バッフアのせん断試験

バッファが桁を両側からはさむ形になっているため、本装置が橋軸直角方向の振動を受けた場合、一方のバッファが圧縮力を受けると、もう一方のバッファは引張力を受ける。そのため、圧縮と引張と同じ変形量を与えて荷重実験を行った。具体的には、圧縮に対して、荷重制御で面にかかる応力2.5MPaまでの荷重を行い、引張に対しては最大圧縮時と同じだけの変位5.1mmになるよう変位制御で荷重を行った。2.5MPaというのは、本供試体の設計死荷重35tf (343kN) に対して水平震度0.6を仮定して算出した値である。バッファのゴム層厚は合計78mmである。

圧縮試験と引張試験の結果を、図-4に示す。水平に設置されたゴムバッファに対し、軸力を徐々に加え、その時の荷重を縦軸に、圧縮または引張の変位を横軸に圧縮変位を正としてプロットした。

このレベルではゴムの圧縮に伴うハードニング現象が発生せず、圧縮に対してはほぼ線形的な挙動を示した。また、引張に対しては、剛性が圧縮時の半分程度であった。引張力に対しては、わずかに剛性

軟化型の荷重変位曲線となっている。

次に、バッファの静的せん断変形試験について、実験方法を図-5に示す。

桁が橋軸方向に揺れてバッファにせん断変形が生じることを想定している。このとき、桁が橋軸直角方向にも揺れることによって、バッファは、圧縮や引張の軸力を受けながらせん断変形することになる。軸力として圧縮試験と同じ2.5MPaの応力が生じるような圧縮力のかけた状態でせん断変形させた場合（圧縮せん断試験）、軸力をかけないでせん断変形させた場合（無負荷せん断試験）、引張試験と同じ5.1mmの変形が生じるような引張荷重を軸力としてかけた状態でせん断変形させた場合（引張せん断試験）の3通りを考えた。

それぞれ、バッファのゴム層厚合計78mmの±50%、±100%、±150%、+200~-150%、+250~-150%の試験を行った。ただし、アクチュエータの変形性能より、引張側は-150%までの荷重とした。

+250~-150%の試験結果を比較した図-6より、せん断変形特性に与える軸力の影響は無視できることがわかる。圧縮せん断試験も無負荷せん断試験も引張せん断試験も、いずれも同じ荷重-変位曲線を描いた。よって、以下の検討では、バッファに軸力は与えずに実験を行うことにした。

また、ゴム層厚78mmの230%(180mm)を越えるせん断変形が与えられると、ハードニング現象が発生して、剛性が大きくなった。ゴム層厚の200%までで設計をする場合、ハードニング現象は無視してもよいと考えられる。

バッファのせん断破壊試験結果を、図-7に示す。軸力は加えずに、100tf (1MN) の水平アクチュエータでせん断変形を加えていった。バッファのゴム層厚78mmの330%にあたる260mmの変形を与えた時点

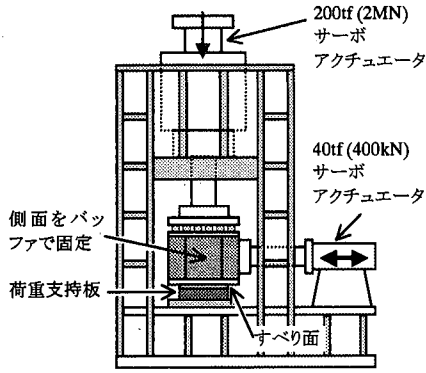


図-8 正弦波加振実験装置

(荷重は300kN)で、ゴム層が破断した。安全率1.5を考慮して荷重200kNまでを許容するとすれば、200kN時の変位が200mm程度であることより、せん断変形率(せん断変形量/ゴム層厚)は $200\text{mm} \div 78\text{mm} \approx 250\%$ まで許容することができる。

4. 装置全体模型の载荷実験

(1) 正弦波加振実験

本装置の面圧依存性と载荷速度依存性を調べるため、図-2に示した装置の全体模型に対して、図-8の実験システムによって正弦波加振実験を行った。荷重支持板に鉛直方向の面圧を加えた状態で、アクチュエータによって装置を水平方向に加振した。加振によってスライド部にはすべり摩擦が生じ、バッファはせん断変形を受ける。面圧については、12MPaを基本ケースとし、7MPaと17MPaも数ケースを行った。面圧12MPaは、本装置模型を設計するにあたって用いた死荷重相当反力である。载荷速度に関しては、振幅3cmで0.001~1Hzまでの加振を行い、最大速度0.018~18kineの範囲のデータを収録した。

加振実験における荷重-変位曲線の一例として、面圧12MPa、加振振動数0.01Hzの場合の図を図-9に示す。ほぼバイリニア型の履歴を描いていることが確認できる。すべり摩擦支承の骨格曲線は、初期剛性が無限大になることが普通であるが、本装置では、荷重支持板の両側に桁の回転を吸収するためのすきまがあり、わずかながらせん断変形を生じるため、完全な剛塑性型にはなっていない。変位がゼロになる点の荷重を面圧で除した値から、動摩擦係数が得られる。また、2次剛性はバッファの剛性によるものである。

加振実験結果を整理し、横軸に各ケースの最大載

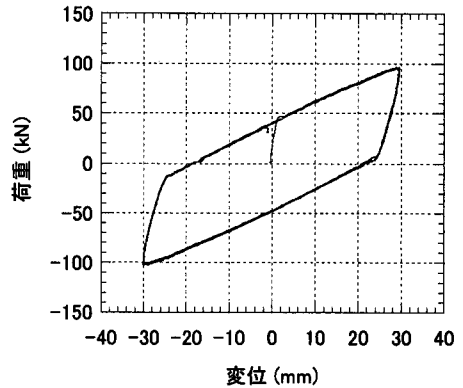


図-9 正弦波加振実験結果

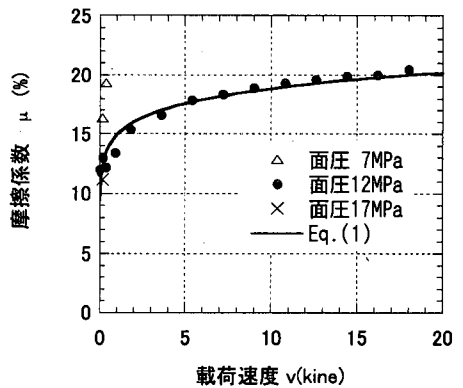


図-10 正弦波加振実験による摩擦係数

荷速度、縦軸に動摩擦係数をとったグラフを図-10に示す。図中の曲線は、面圧12MPaのケースに対して最小自乗近似より求めた曲線であり、最大速度 $v(\text{kine})$ に対して動摩擦係数 $\mu(\%)$ は、次式(1)でほぼ近似することができている。

$$\mu(\%) = 15 \times v^{0.1} \quad (1)$$

ただし、式(1)が成り立つ v の範囲は0.1~18kineまでである。温度変化による桁の移動のように载荷速度が遅い場合、10%程度の動摩擦係数となり、地震時のように数kine以上の速度で载荷される場合、15~20%の動摩擦係数となる。面圧が低いと摩擦係数が大きく、面圧が高いと摩擦係数が小さくなる傾向も読みとれる。

(2) 振り子の衝突载荷実験

正弦波加振実験では、用いた実験装置の限界から、20kine以上の高速载荷実験が実施できなかった。そこで、高速载荷を簡易に実現するために、図-11の実

験システムによって衝突載荷実験を行った。荷重支持板に鉛直方向の面圧を加えた状態で、振り子によって装置を水平方向に打撃した。

手動ウィンチによって振り子を所定の高さまで上げ、ペリカンシャックルを手動で瞬時に解放することによって振り子を落下させる。供試体はI型ビームの側面をゴムバッファで固定し、下面に荷重支持板を置いてある。上面にはフラットケージを介してアクチュエータで鉛直荷重をかけている。打撃によってスライド部にはすべり摩擦が生じ、ゴムバッファはせん断変形を受ける。

振り子前面に設置したロードセルによって衝突荷重を、非接触型の赤外線半導体レーザー変位計によって振り子と供試体の変位を、それぞれ1/10,000秒単位で測定した。また、変位計の記録を数値微分し、速度を計算した。荷重支持板にかかる面圧は、6MPa, 12MPa, 25MPaの3通りとし、振り子の振り上げ高さを2.5~7.0cmで各7通り実施した。これまでも述べたように、面圧12MPaは、本装置模型を設計するにあたって用いた死荷重相当反力である。なお、面圧12MPaのケースについては、同じケースをそれぞれ2回繰り返し、実験結果が再現できることを確認している。

面圧12MPa, 振り子の落下高さ2.5cmのケースにおける、振り子と供試体の変位時刻歴を図-12に示す。衝突速度は70kineであり、衝突によって供試体は18kineの速度で移動した。図中の時間軸0.06秒付近で衝突しているが、その少し前から供試体が動き始めている。これは、振り子前面にロードセルを保護するためのゴム片を貼り付けたためである。

各ケースについて得られるこれらの波形から摩擦係数を推定する。供試体の運動は、速度が時々刻々と変化しているが、簡単化のため、各載荷ケースに対しては、載荷中摩擦係数が一定だと仮定する。

衝突させる振り子の質量を m 、供試体の移動部分の質量を m' とする。反力壁と供試体とをつなぐゴムバッファも動き、 m' の大きさは明らかではないので、衝突前後の速度から推定する。

振り子が速度 v_0 で衝突し、衝突後に速度が v_1 に変化したとする。その衝突によって、静止している供試体が速度 v_1' で動き始めるとする。反撥係数を e とすると、それぞれの速度には、次の式(2)に示す関係がある。

$$v_1' - v_1 = e \cdot v_0 \quad (2)$$

本実験結果の平均は、 $e=0.6$ (標準偏差0.04)であった。運動量の保存則と式(2)より、 m' が次の式(3)のように計算される。

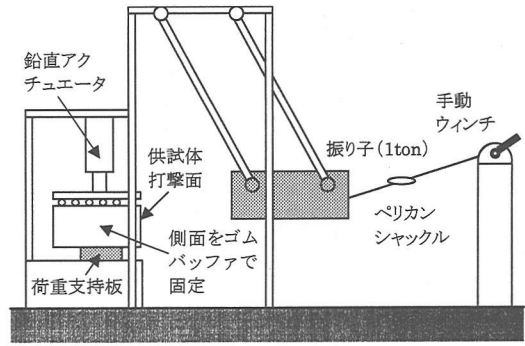


図-11 衝突載荷実験装置

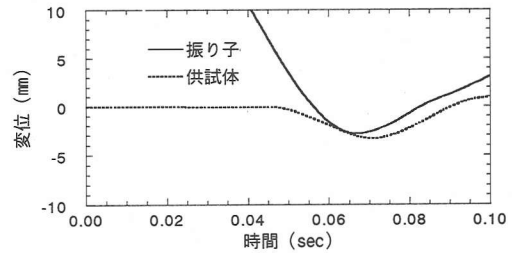


図-12 衝突変位波形の例

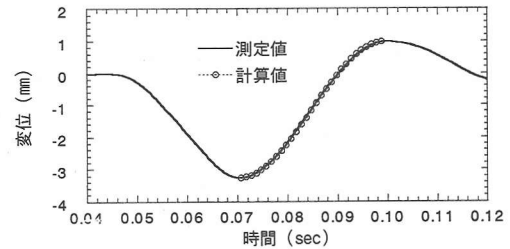


図-13 摩擦係数の同定

$$m' = (1 + e)mv_0 / v_1' - m \quad (3)$$

衝突後、最大変位を示した時点から、元の位置へ供試体可動部が動いている過程に対して運動方程式をたてる。ゴムバッファは天然ゴムでできており、粘性減衰は小さいため、減衰はすべて摩擦 F によるものだと仮定する。

$$m'\ddot{x} + kx = F \quad (4)$$

初期条件 $t=0$ で、 $x=x_0$, $x'=0$ のもとでの解は、 $\omega^2=k/m'$ とおくと次式で表される。

$$x = \frac{F}{k} + \left(x_0 - \frac{F}{k} \right) \cos \omega t \quad (5)$$

よって、最大変位 x_0 と、反対方向の最大変位 x_1 、お

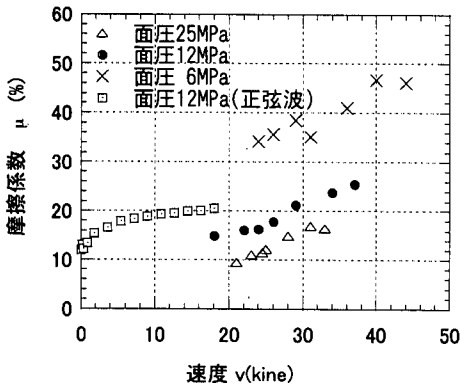


図-14 摩擦係数と載荷速度

よびゴムバッファのバネ定数 k から、次式によって F が求められる。

$$F = k(x_0 - x_1)/2 \quad (6)$$

以上より、摩擦係数 μ は、鉛直載荷荷重を N 、重力加速度を g として次式で表される。

$$\mu = F/Ng \quad (7)$$

図-13は、供試体の変位波形と、摩擦係数を式(7)で計算して、式(5)で変位波形を逆算したものとを比較したものである。測定値は、図-12の一部分を拡大した図になっている。このケースでは、測定値と計算値がほとんど一致していることがわかる。

しかし、供試体初速度 v_1' が30kineを越えるケースでは、測定値と計算値との差が多少見られた。速い速度のケースで同定誤差が大きくなるのは、速度依存性のある摩擦係数を、高速運動中一定と仮定したことの影響がある。また、供試体が最大点に達した後も振り子がゴム片を介して接しており、式(5)が厳密には成り立たないことも影響している。

摩擦係数と供試体の速度 v_1' との関係をグラフで示すと図-14になる。図中には、図-10に示した最大速度0.018~18kineの範囲の正弦波加振実験による面圧12MPaに対する摩擦係数も示してある。同じ18kineのケースで、正弦波加振実験結果と衝突載荷実験結果の値が一致しないのは、2つの実験の間に一年の時間間隔があり、同じ供試体を用いることができなかったことが影響している。同じ面圧を与えたが、供試体形状は異なる。正弦波加振実験では、正方形断面の開発初期の供試体を用いたが、衝突載荷実験では、実橋用の円形断面の供試体を用いた。よって、ここでは正弦波加振実験の値は、別供試体の参考値として扱うことにする。実橋梁に用いる場合には、設置前の性能確認試験が必要だと考えられる。

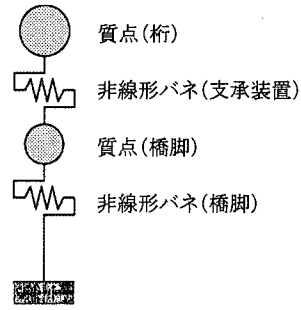


図-15 2自由度系解析モデル

衝突載荷実験では摩擦係数がばらついているが、面圧12MPaのケースで15~25%であった。40~50kineまで速度が上がっても、摩擦係数が小さくなることはない。地震時の速い速度においても、摩擦による振動減衰を見込めるものと考えられる。

よって、地震時に対する摩擦係数の設計値として、面圧12MPaのケースでは、安全側に評価し $\mu=15\%$ を与えればよいと考えられる。

また、面圧の違いによる摩擦係数の変化は大きいことがわかる。面圧が半分になれば、摩擦係数は約2倍になった。

なお、衝突実験の終了後、荷重支持板、ゴムバッファ、スライド部とも、供試体に異常は認められなかった。

5. 設計手法に関する検討

(1) バッファ剛性が応答に及ぼす影響

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-15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。鋼桁でスパン40mの都市内道路高架橋を考え、高さ15mのT型単柱橋脚を想定してモデル化を行った。

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。ここでは減衰定数を5%として、応答に及ぼすバッファ剛性の影響について検討したが、実橋梁の設計にあたっては、それぞれのケースについて適切な減衰定数の設定が必要である。

主桁数を5本と仮定し、各桁の両端に荷重支持板が設置されるものとするれば、1支承線上に5個の荷

表-1 2自由度系モデルの諸元

橋脚降伏変位	5 cm
橋脚降伏(終局)耐力	12 MN
橋脚振動質量	200 ton
桁質量	1,000 ton
支承部初期剛性	20 MN/m
支承部二次剛性	0.1~5.0 MN/m
摩擦係数	0.15
荷重支持板数	10
バッファ数	16

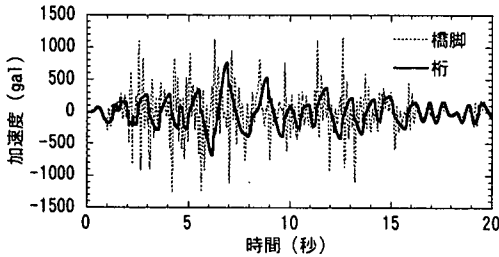


図-16 加速度応答波形

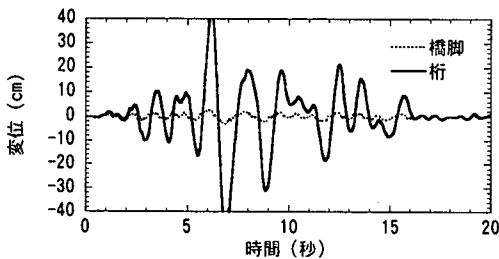


図-17 変位応答波形

重支持板が設置され、橋脚上には合計10個の荷重支持板が設置されることになる。バッファは最縁部の主桁の外側にはつけないものとして、それぞれの桁両端に8個を設置し、橋脚上では合計 $8 \times 2 = 16$ 個設置するものとした。支承を表すバネに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は、支承を表すバネに関して、バイリニア型履歴曲線の2次剛性を変えることに相当する。

日本道路協会より提供を受けた標準地震入力例²⁰⁾の、レベル2タイプ2(内陸直下型)波形1に対する応答を計算した。なお、摩擦係数の速度依存性を無視しても応答結果に与える影響が小さいこと¹³⁾より、この地震応答解析における支承装置の応答は、動摩擦係数の速度依存性を考慮せず、一定値15%として計算した。

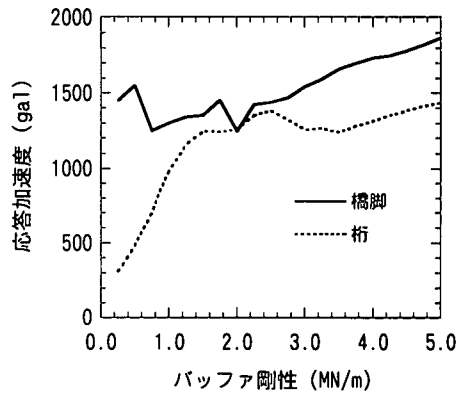


図-18 2次剛性に対する加速度応答スペクトル

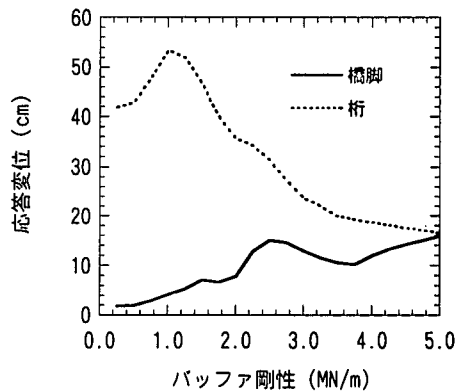


図-19 2次剛性に対する変位応答スペクトル

バッファ剛性を0.8MN/mと仮定した時の加速度応答波形を図-16に、変位応答波形を図-17に示す。

この場合、桁の加速度は700gal程度、橋脚の加速度は1200gal程度であり、応答の長周期化と摩擦減衰の付加によって桁の加速度応答の軽減が実現されている。一方変位応答値は、橋脚天端が数cm程度と線形応答なのに対し、桁の変位が40cm以上であり、大きな桁遊間が必要である。

次に、支承装置の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-18に加速度応答のバッファ剛性に対するスペクトル、図-19に変位応答のバッファ剛性に対するスペクトルを示す。

バッファ剛性を低くし、1.5 MN/mより小さくした場合、図-18より桁の応答加速度を抑えて免震装置として働くことがわかる。この場合には図-19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

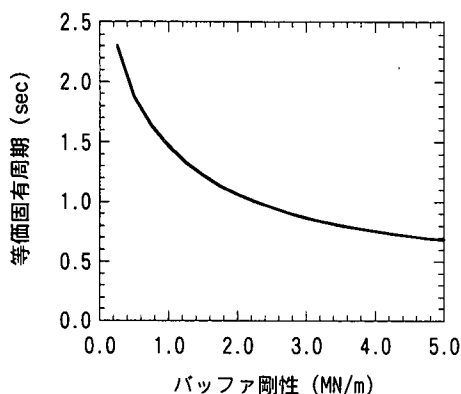


図-20 2次剛性に対する等価固有周期

遊間が必要である。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ある。

逆に、バッファ剛性を高くした場合には、桁の応答変位を抑えることができる。例えば、バッファ剛性を2.5 MN/mより高くした場合には、図-19より桁の応答変位を30cm以下に制限することが可能であるが、図-18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-19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、橋脚の降伏変位を5cmと仮定した。橋脚応答値が5cmを越えるのは、図-19よりバッファ剛性が1MN/mの時である。つまり、バッファ剛性を1MN/m以上にすれば橋脚も塑性化する。

橋脚が線形応答をしている場合、バッファ剛性があるにつれて桁の応答変位も大きくなる。さらにバッファ剛性が大きくなって1MN/m以上になれば、逆に桁の応答変位は小さくなっていくとともに、バッファが固くなって固定支承の条件に近づいていく。バッファ剛性が5MN/mになれば、桁と橋脚の応答変位はほぼ等しくなった。

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-20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。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{\frac{k_1 - k_2}{k_1} \cdot \frac{P_y}{\delta_{max}} + k_2}} \quad (8)$$

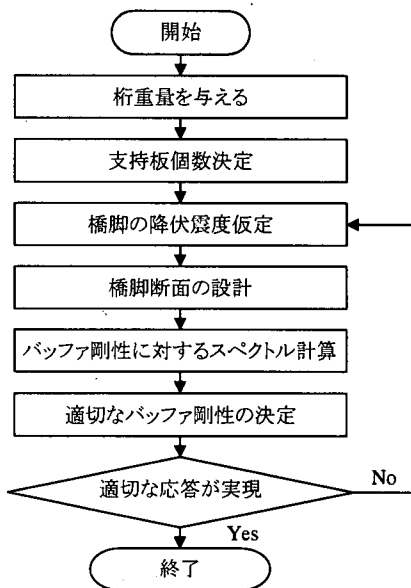


図-21 応答スペクトルを用いた設計フロー

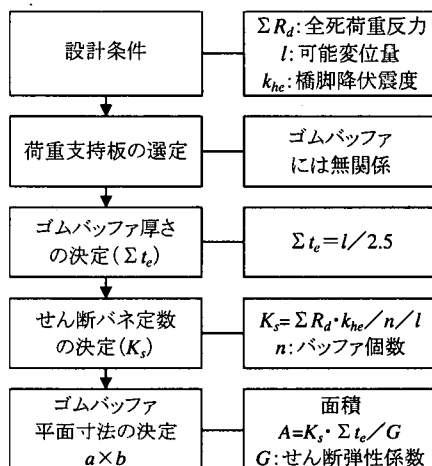
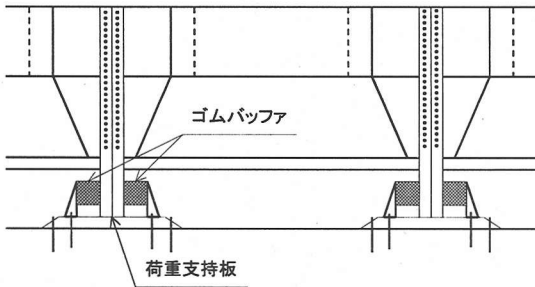


図-22 簡易設計法による設計フロー

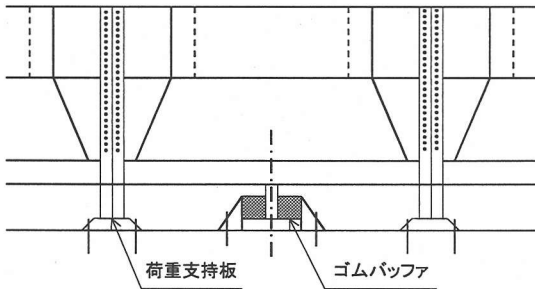
ここで、 m は桁質量、 k_1 と k_2 はバッファの初期剛性と二次剛性、 P_y はバッファの降伏耐力、 δ_{max} は最大応答変位である。バッファ剛性を1.5MN/m以下にして免震効果を期待する場合、等価固有周期は1.2秒以上になる。

(2) 設計手法の検討と設計における問題点

以上のことより、本装置の設計手法として、図-21のフローが考えられる。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、従来の地震時水平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



(a) 一体型



(b) 分離型

図-23 設置方法のバリエーション

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-21のフローでは、図-18や図-19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、図-15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い。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。図-22に示すフローのように、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、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。

また、高架橋のように連続した橋梁の一部に適用する場合には、どの部分をモデル化すれば適切な応

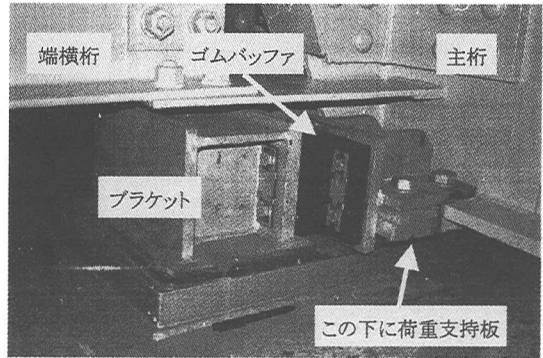


写真-1 実橋梁に設置された機能分離型支承装置

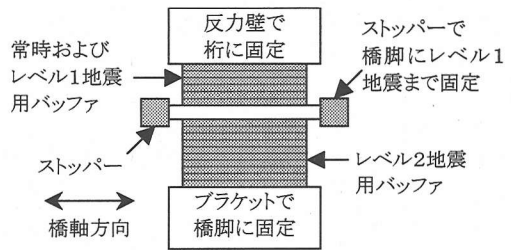


図-24 二段階バッファ

答が得られるのかという問題がある。従来の固定一可動支承を用いる場合には設計振動単位がある程度明確であり、部分部分の照査が容易であった。ゴム支承の利用が増えて、支承条件が弾性固定となる部分が増えてくると、モデル化すべき構造範囲が広がってくる。機能分離型支承装置の設計にあたっては、モデル化する範囲で応答結果に差が生じるため、施工範囲全体をモデル化した非線形地震応答解析が望ましい²¹⁾。しかし、都市内高速道路では、非常に長い区間が弾性固定条件で連続することも考えられ、正確なモデル化が実質的に不可能なケースもあり得る。今後、境界条件の適切な処理を考える工夫が必要になる。

(3) 今後の展開

機能分離型支承装置は実用化が始まっており、写真-1に示すように、実橋梁への設置も進められ、施工前後における高架橋の振動特性の検証や、経年変化に対する検討などが継続的に実施されている²²⁾。また、設置方法に関しても、図-23(a)のような一体型だけではなく、図-23(b)のような分離型も考えられ、適用範囲が広がられている。

今後の展開としては、機能分離の考えをさらに推し進め、常時と地震時という2段階から、常時とレベル1地震時とレベル2地震時の3段階にわたる機

能分離が考えられる²³⁾。たとえば、バッファをレベル1用とレベル2用の2種類用意し、図-24のように、2種類のバッファの途中にストッパーを設ける。このストッパーをレベル1地震動以上の入力に対して破壊するよう設計しておく。レベル1地震動に対しては、桁どうしが衝突しないよう変位制限装置的な役割、あるいはジョイントプロテクターとしての役割を持たせる。レベル2地震動に対してはストッパーがはずれ、全体的に大きく振動することによって、大振幅の摩擦減衰で大きなエネルギー吸収を期待する。このように、機能分離型支承装置の展開をはかれば、さらに適用性が増すことが期待できる。

6. 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装置の特性および設計手法について検討した。本研究で得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 荷重支持板の200万回圧縮疲労試験の結果、圧縮バネ定数は5%以内の変化にとどまった。2万回せん断疲労試験の結果、厚みの変化が0.1mmにとどまった。荷重支持板の疲労試験特性は、十分な実用性を有していると判断される。
- 2) 圧縮せん断、無負荷せん断、引張せん断の試験結果より、バッファのせん断変形特性には、軸力の影響は小さいことが明らかとなった。
- 3) ゴムバッファ層厚の230%以上のせん断変形を与えると、ハードニングが発生する。200%までの変形を考える場合、ハードニングの影響は無視できる。
- 4) ゴムバッファ層厚の330%のせん断変形でゴムが破断した。耐荷力の安全率を1.5と考えれば、250%までの変形を許容できる。
- 5) 正弦波加振実験より、0.1kine以下の低い振動数の加振では、動摩擦係数が10%程度であり、数kine~18kineの加振では、15~20%であった。
- 6) 振り子の衝突載荷実験より、面圧12MPaを与えた場合、載荷速度20~40kineの加振では動摩擦係数が15~25%であった。
- 7) 正弦波加振実験および衝突載荷実験より、荷重支持板(スライド面)に加える面圧が低いほど、動摩擦係数が大きいことを確認した。
- 8) 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、地震時水平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。

- 9) 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。

謝辞：本研究の実施にあたって、佐藤大輔氏をはじめ阪神高速道路公団の方々、株式会社ビービーエム、および、株式会社コベルコ科研の方々にお世話になった。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年12月。
- 2) 川島一彦：動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，第309号，pp.151~154，1981年5月。
- 3) Mostaghel, N. and Davis, T.: Representations of Coulomb friction for dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, pp.541~548, 1997.
- 4) 久野雅祥，長島一郎，河村壯一：すべり支承を用いた免震建物の地震動観測，第8回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol. 2, pp.1755~1760，1990年12月。
- 5) 富田秀之，山田隆夫，柴田耕一：すべり摩擦型免震に関する基礎的研究-摩擦係数，剛性，上下動等の影響について-，第8回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol. 2, pp.1761~1766，1990年12月。
- 6) 山田隆夫，柴田耕一，富田秀之：すべり摩擦型免震に関する実験的研究-実用床免震システムの水平振動実験，第8回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol. 2, pp.1767~1772，1990年12月。
- 7) 藤田隆史，壁矢和久，速水浩，相沢寛，東野雅彦，久保智史，羽生田信良，森孝之：可変摩擦ダンパを用いたセミアクティブ免震構造に関する基礎的研究，第8回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol. 2, pp.1929~1934，1990年12月。
- 8) Mokha, A., Constantinou, M. and Reinhorn, A.: Teflon bearings in base isolation. I: Testing, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.116, No.2, pp.438~454, Feb. 1990.
- 9) Constantinou, M., Mokha, A. and Reinhorn, A.: Teflon bearings in base isolation. II: Modeling, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.116, No.2, pp.455~474, Feb. 1990.
- 10) Zhou, Q., Lu, X., Wang, Q., Feng, D. and Yao, Q.: Dynamic analysis on structures base-isolated by a ball system with restoring property, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 773~791, 1998.
- 11) Wang, Y-P., Chung, L-L. and Liao, W-H.: Seismic response analysis of bridges isolated with friction pendulum bearings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 1069~1093, 1998.
- 12) 岡本晋，藤井俊二，尾崎大輔，Constantinou, M.C., Tsopelas, P.C.: 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年1月。
- 13) 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年4月。
- 14) 竹田哲夫，日紫喜剛啓，南雲広幸，新原雄二，長谷川治，水津洋二：既設橋梁に適した免震化工法，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，土木学会，pp.537~544，1996年1月。

- 15) 別所俊彦, 熱海明彦, 山口登美男, 佐藤昌志: 実規模 2 径間連続桁を用いたリンク式免震支承の慣性力低減効果に関する一実験, 土木学会第53回年次学術講演会概要集, 第 I 部 B, pp.690~691, 1998年10月.
- 16) 鶴野禎史, 比志島康久, 和田正明, 河東鎬, 玉木利裕, 小川一志, 西田徹: 摩擦減衰型免震装置の残留変位解除機構に関する実験的研究, 土木学会第53回年次学術講演会概要集, 第 I 部 B, pp.686~687, 1998年10月.
- 17) 玉木利裕, 小川一志, 河東鎬, 西田徹, 比志島康久, 鶴野禎史, 和田正明: 摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討, 土木学会第53回年次学術講演会概要集, 第 I 部 B, pp.688~689, 1998年10月.
- 18) 日本免震構造協会編: 免震構造入門, オーム社出版局, p.80, 1995年9月.
- 19) R.I.スキナー, W.H.ロビンソン, G.H.マックベリー: 免震設計入門, 川島一彦・北川良和監訳, 鹿島出版会, p.86, 1996年11月.
- 20) 日本道路協会: 時刻歴応答解析に用いる標準地震入力例, 1996年.
- 21) 伊津野和行, 吉田貴行: 既存橋梁の免震設計に関する一考察, 平成11年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, pp.I-30-1~2, 1999年5月.
- 22) 江頭慶三, 浜田信彦, 伊津野和行, 松本巧, 西田晃久: 都市内高架橋における既設鋼桁橋への機能分離型支承の適用, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第7巻, pp.73~80, 1999年11月.
- 23) 吉田貴行, 伊津野和行: 機能分離型免震支承装置によるマルチレベル地震動への対応, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.157~162, 1999年12月.

(1999. 5. 31 受付)

INTEGRATED SLIDING BEARINGS TO REDUCE SEISMIC RESPONSE OF BRIDGES

Kazuyuki IZUNO, Fumio HAKAMADA and Ipppei NAKAMURA

This paper discussed the effect of the integrated sliding bearing system on reduction of earthquake response of 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. The static loading tests showed that more than 230% shear deformation resulted in stiffness hardening phenomenon, and 330% shear deformation destroyed the buffer. The sinusoidal vibration tests and the pendulum weight collision tests showed the friction coefficient of 10-25% in relation to the loading speed. The design procedure of this system was also discussed.