

# 「ブレーキダンパー®」を用いた制震型橋梁の開発

武田 篤史      伊奈 義直      新倉 一郎

(本社生産技術本部)

(本社生産技術本部)

佐野 剛志      野村 敏雄

## Development of Damping Bridge System with Brake Damper

Atsushi Takeda      Yoshinao Ina      Ichiro Niikura

Takeshi Sano      Toshio Nomura

### Abstract

Vibration control systems have not been applied to bridge mostly, although they are widely used in buildings. The reasons are that the development of the devices suitable for bridges has been delayed and the design method has not been established. This study aimed to rebuild brake dampers having proven to work in buildings and to develop damping bridge system. In this paper, we present the performance evaluation of the brake damper, the results of shaking table tests of damping bridge system, and applicability study of damping bridge system. To evaluate the performance of the brake damper, loading tests were conducted and the behavior of the damper during earthquakes was clarified. The shaking table tests of the damping bridge system demonstrated the utility of the brake dampers. Trial designs were made, and cost reductions as well as performance enhancement were comprehensively quantified.

### 概 要

建築分野ではすでに広く使われている制震構造であるが、橋梁分野での適用はほとんど進んでいない。その理由としては、橋梁に適したデバイスの開発が遅れていることと、設計法が確立していないことがあげられる。そのような背景のもと、本研究は、建築分野で多くの実績を持つブレーキダンパーを橋梁用に再構築し、制震型橋梁を開発しようとするものである。本論文においては、ブレーキダンパーの性能評価、制震型橋梁系の振動台実験、および制震型橋梁の適用性検討について示す。ブレーキダンパーの性能評価においては、ブレーキダンパーの加力試験を行い、地震時の特性について評価した。制震型橋梁系の振動台実験においては、ブレーキダンパーを用いた橋梁系モデルの振動台実験により、ブレーキダンパーの効果を明らかにした。制震型橋梁の適用性検討においては、試設計を行うことにより、ブレーキダンパーのコストダウン効果や性能向上を定量的に把握した。

## 1. はじめに

近年、橋梁分野においても、耐震構造や免震構造に加えて、制震構造が注目されている。耐震構造は部材自体が持つ性能により地震に抵抗する構造であり、免震構造は長周期化により地震動に対する応答を低減する構造である。それらに対し、制震構造はダンパーがエネルギーを吸収することにより、応答を低減する構造である。制震構造とすることで、部材断面の縮小と地盤～上部工間相対変位の低減を同時に実現可能である。

制震構造は、建築分野においてはすでに一般的である。摩擦型ダンパー<sup>1)</sup>、鋼材降伏型のダンパー<sup>2)</sup>、粘弾性体ダンパー<sup>3) 4)</sup>などを層間変位に対するパッシブダンパーとして用いるケースが多い。また、アクティブダンパー<sup>5) 6)</sup>を用いてより大きな効果を得ようとするケースや、構造全体で制震効果を大きくした連結制震<sup>7)</sup>などにも利用されている。

一方で、橋梁に対しての制震構造の適用事例はいまだ少なく、その事例のほとんどが耐震補強目的である<sup>8) 9)</sup>。この原因は、ひとつには設計法の整備が進んでいないことにある。道路橋示方書<sup>10)</sup>やNEXCO設計要領<sup>11)</sup>においては、制震構造に関する記述はあるものの留意点が示されるにとどまっており、具体的な設計法の記述には至っていない。長大橋における免震・制震デバイスの適用ガイドライン<sup>12)</sup>においては、港大橋などに適用した制震構造について詳細に示しているが、特定のデバイスを対象としているため、汎用性には乏しい。

橋梁で制震構造が一般的とならないもうひとつの理由としては、橋梁向けのダンパーの開発が遅れていたことがあげられる。橋梁では、その環境や供用期間の違いから耐候性を高める必要が生じるとともに、下部工と上部工を連結して用いようとすると数100mm程度の大きなストロークが必要となり、数10mm程度のストロークである建築用のダンパーをそのまま用いることはできない。

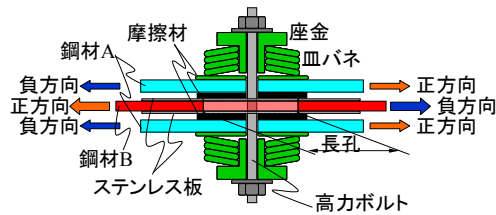


Fig. 1 ブレーキダンパーの基本構成  
Basic Composition of Brake Damper

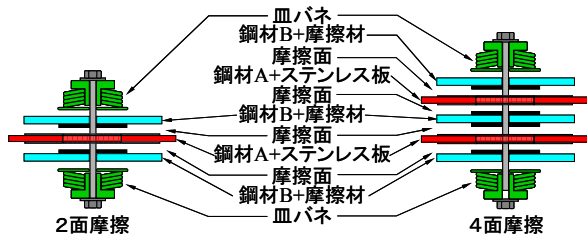


Fig. 2 多面摩擦の構成  
Composition of Multifold Frictional Brake Damper

このような背景のもと、制震型橋梁を実現するためには、橋梁に適したタイプのダンパーの開発と、設計法の整備が必要である。

橋梁用のダンパーに必要な条件は、前述の通り大きなストロークと優れたメンテナンス特性があげられる。建築分野で用いられているダンパーのうち、ブレーキダンパー<sup>1)</sup>はこれらの条件に最も適合する。そこで、ブレーキダンパーを橋梁用として再構築し、制震型橋梁のダンパーとして用いることとした。

本論文においては、ブレーキダンパーの性能評価、制震型橋梁系の振動台実験、および制震型橋梁の適用性検討について示す。

ブレーキダンパーの性能評価は、ブレーキダンパー単体に動的な強制変位を与えることで行った。建築構造物で層間ダンパーとして用いる場合とは異なり、変形レベルが大きくなることから、速度や変位に対する依存性を評価することを目的とした。

制震型橋梁系の振動台実験は、ブレーキダンパーを用いた橋梁系模型により行った。ブレーキダンパーの効果を確認するとともに、設計法に資することを目的とした。

制震型橋梁の試設計は、3径間ラーメン橋梁を対象構造物として、ブレーキダンパーの有無による構造の比較および応答の比較を目的として行った。

## 2. ブレーキダンパー

ブレーキダンパーの基本構成(以下、皿バネボルトユニットと称す)をFig. 1に示す。鋼材Aに固定された摩擦材と鋼材Bに固定されたステンレス板が摺動することにより、摩擦熱を発生して振動エネルギーが熱エネルギーに変換される仕組みである。摩擦面における垂直抗力は高力ボルトを締め付けることで発生させるが、皿バネを介



Photo 1 建築分野におけるブレーキダンパーの適用例  
Application of Brake Damper for Building

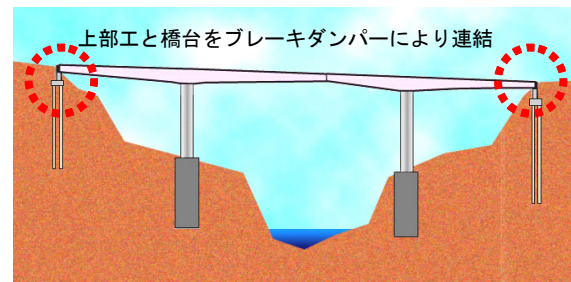


Fig. 3 橋梁におけるブレーキダンパーの適用例  
Application of Brake Damper for Bridge

することでその垂直抗力を安定化させている。鋼材B及びステンレス板には、高力ボルトの移動を妨げないように長孔を設けている。摩擦材には、耐久性が高いフェノール樹脂を用いている。必要により、Fig. 2に示すように摩擦面を多くすることも可能である。

建築構造物においては、すでに多くの実績を有しており<sup>1)</sup>、Photo 1のようにプレースの継手構造に用いられることが多い。

橋梁においては、Fig. 3に例示するように、橋梁の上部工と下部工を連結するのに用いる方法が想定される。その場合、必要なストロークを確保した鋼材A、Bそれぞれの端部にクレビスを配置するとともに、適切な減衰容量となるように皿バネボルトユニットを配置する。減衰容量は、Eq.(1)により簡便に算定できるため、適切な皿バネボルトユニット数と摩擦面数および高力ボルトの締付け力を選定すればよい。

$$P_d = n_f \cdot n_u \cdot \mu \cdot P_b \quad (1)$$

ここに、

- $P_d$  : ダンパーの減衰容量
- $n_f$  : 摩擦面の面数
- $n_u$  : 皿バネボルトユニットの個数
- $\mu$  : 摩擦係数
- $P_b$  : 高力ボルト1本あたりの締付け力

このようにして設置されたブレーキダンパーは以下のような特長を有する。

1) 減衰力の発生機構と荷重伝達機構が分離しているため、ストロークを大きくした時の座屈対策として荷重伝達部材を大きくしても減衰力には影響しない。そのた

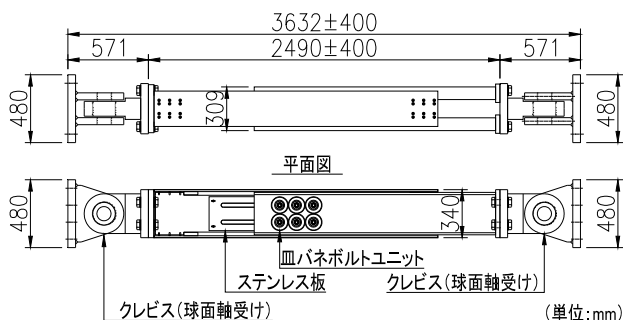


Fig. 4 実験に用いたブレーキダンパー  
Brake Damper used for Experiment

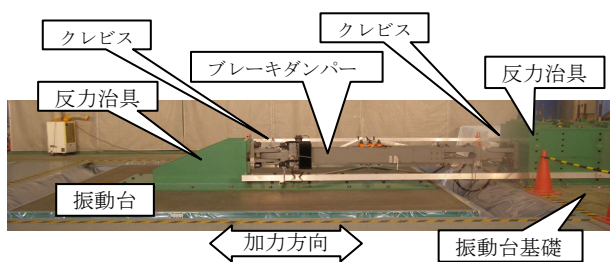


Photo 2 実験方法  
Experimental Method

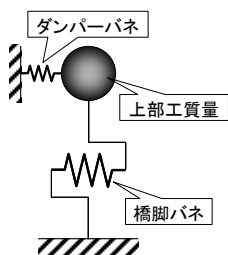


Fig. 5 1質点系解析モデル  
Analysis Model of Single Particle System

め、ストロークを自由に設定できる。なお、粘性流体を用いたダンパーにおいては、荷重伝達部材であるピストンロッドが減衰性能にも影響を与えるため、ストロークの変更自由度は小さい。

- 2) 減衰容量，剛性，ストロークを独立に変化させることができるため，設計自由度が高い。
- 3) 仕組みが単純であるため，管理が容易。
- 4) 特別な材料を用いないため安価である。
- 5) 地震後においても，部品交換の必要がない。そのため，メンテナンスは最小限でよい。

Fig. 4に減衰容量が1000kN，ストロークが±400mmのブレーキダンパーを示す。本ダンパーは，6基の皿パネボルトユニットと6面の摩擦面を有している。

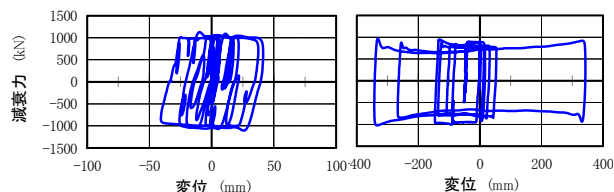
### 3. 性能評価実験

#### 3.1 実験概要

性能評価実験は，ブレーキダンパーの地震時における減衰特性を明らかにし，設計に用いることができるモデルの作成を目的として行った。実験には，Fig. 4に示す実

Table 1 地震応答解析パラメーター  
Parameter of Earthquake Response Analysis

入力地震動 <sup>10)</sup>	L2地震動タイプI, L2地震動タイプII
地盤種別 <sup>10)</sup>	I種, II種, III種
波形 <sup>10)</sup>	各3波形
橋脚固有振動数	0.7Hz, 1.0Hz, 1.5Hz
橋脚降伏震度	0.3, 0.5, 0.8



例1) 最大速度=37cm/s 例2) 最大速度=143cm/s

Fig. 6 減衰力-変位関係の例  
Example of Damping Force-displacement Relation

物のダンパーを用いた。

実験方法は，ダンパーの両端をクレビスを介してそれぞれ振動台上および振動台基礎上の反力治具に固定して，入力波形を強制変位として与えることにより行なった。実験方法をPhoto 2に示す。

#### 3.2 入力波形

入力波形には地震応答波を用いた。地震応答波は，Fig. 3のようにダンパーを上部工と橋台の間に挿入することを想定し，Fig. 5に示す1質点系解析モデルを用いて地震応答解析を行い作成した。

地震応答解析の入力条件はTable 1に示すパラメーターの組み合わせとした。

橋脚バネはひび割れ荷重を0としたTakedaモデル<sup>13)</sup>により，ダンパーバネは完全弾塑性型のバイリニアードモデルにより非線形性を考慮した。

ダンパーバネの減衰力は，常時の減衰力が上部工重量の0.1倍となるブレーキダンパーを設定し，文献<sup>14)</sup>で提案されている設計用摩擦係数を用いて定めた。粘性減衰は考慮していない。

橋脚バネの減衰定数 $h$ は，鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>15)</sup>を参考として，I種地盤およびII種地盤では $h=0.1$ ，III種地盤では $h=0.15$ とした。

実際に試験に用いたのは，Table 1に示す全組み合わせの162ケースより，応答速度および応答変位の大きいものを中心に選定した32波形とした。選定に当たっては，地震動タイプ，地盤種別，橋脚固有振動数，および橋脚降伏震度について偏ることがないようにした。32波形の最大応答変位は37~396mm，最大応答速度は31~186cm/sの範囲である。

#### 3.3 実験結果

3.3.1 減衰力-変位関係 減衰力-変位関係の例をFig. 6に示す。そのループ形状はほぼ平行四辺形であり，エネルギー吸収性能が非常に良好であることがわかる。

最大速度の小さい例1) (最大速度=37cm/s)と最大速

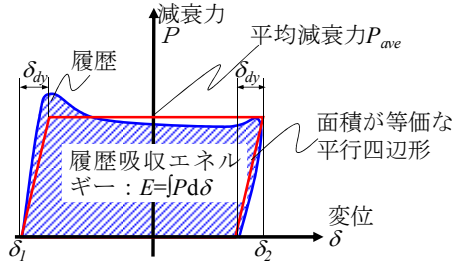


Fig. 7 平均減衰力の定義  
Average Damping Force

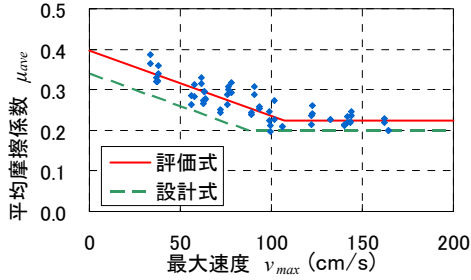


Fig. 8 最大速度-平均摩擦係数関係  
Maximum Velocity - Average Friction Coefficient Relationship

度の大きい例2) (最大速度=143cm/s)を比較すると、履歴の形状や履歴吸収エネルギーの大きさが異なることがわかる。これらは、同一のダンパーに異なる入力地震波を入力したものであるが、入力条件によって減衰性能を適切に評価する必要があることがわかる。

**3.3.2 地震時摩擦係数の評価方法** 前項より、減衰力-変位関係はバイリニアモデルとして表すことが可能と考えられるが、そのループは正確な平行四辺形でないため、適切に地震時摩擦係数を評価しなければならない。本論文においては、ダンパーの基本性能であるエネルギー吸収能に着目して、Fig. 7およびEq.(2)~(4)により平均摩擦係数 $\mu_{ave}$ を定義した。

$$P_{ave} = E / (\delta_2 - \delta_1 - \delta_{dy}) \quad (2)$$

$$\mu_{ave} = P_{ave} / P_b' / n_f \quad (3)$$

$$E = \int Pd\delta \quad (4)$$

ここに、

$P_{ave}$  : 平均減衰力

$E$  : 半サイクルにおける履歴吸収エネルギーで、式(4)により数値積分

$\delta_1$  : 半サイクル中での最小変位

$\delta_2$  : 半サイクル中での最大変位

$\delta_{dy}$  : 摺動開始変位で、本実験に用いたダンパーにおいては事前実験より10mmとした

$\mu_{ave}$  : 平均摩擦係数

$P_b'$  : 面圧ボルト軸力の合計

なお、平均摩擦係数を求める半サイクルは、各加力における最大変位の直前の荷重0点から最大変位付近の荷重0点までと、最大変位付近の荷重0点から直後の荷重0

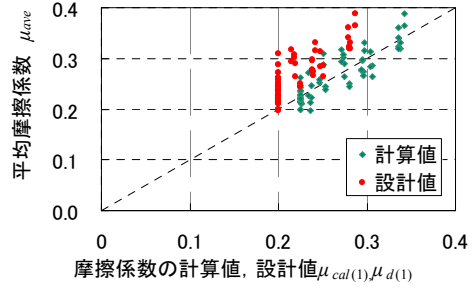


Fig. 9 摩擦係数の実験値と評価値の比較  
Comparison of Test and Calculation for Friction Coefficient

点までの2通りとした。よって、平均摩擦係数は各加力に対してそれぞれ2つずつ算定している。

**3.3.3 最大速度と平均摩擦係数の関係** 最大速度と平均摩擦係数の関係を、Fig. 8に示す。最大速度は、加力時間全体を通しての最大値である。平均摩擦係数は最大速度と相関が大きいことがわかる。これは、摩擦で発生する熱の影響と考えられる。

Fig. 8より、最大速度と平均摩擦係数の関係は、おおむね120cm/s以下において速度の増加とともに平均摩擦係数が低下する領域と、おおむね120cm/s以上において速度によらず平均摩擦係数がほぼ一定となる領域に分けることができる。そこで、前者を線形で最小二乗近似し、後者を平均値として評価すると、Fig. 8に示す評価式の線が描け、Eq.(5)として記述できる。

$$\mu_{cal(1)} = -0.0160v_{max} + 0.396 \geq 0.225 \quad (5)$$

ここに、

$\mu_{cal(1)}$  : 最大速度より求める摩擦係数の計算値

$v_{max}$  : 最大速度 (cm/s)

Eq.(5)のy切片は、0.396となっており、別途行った緩速載荷時の摩擦係数0.34を上回っている。また、Fig. 8においても、緩速載荷時の摩擦係数0.34を上回っている点がプロットされている。これは、速度依存性が高速時に摩擦係数が下がるという現象だけでなく、緩速載荷時にも摩擦係数が低下する現象をも有することを示している。このことは、設計に用いる際に2つの問題点を有している。

1つは、緩速載荷時の摩擦係数0.34に対して設計された取付部などに対して、地震時により大きな荷重が生じる可能性があることである。しかし、一般に緩速載荷時(常時)の安全係数は、地震時の安全係数の1.5倍程度を確保しているため、摩擦係数が $0.34 \times 1.5 = 0.51$ まで上昇することがなければ問題とならない。

もう1つの問題は、速度の遅い地震動に対して、Eq.(5)の評価式を用いた場合に、減衰を過大評価する可能性があるということである。そこで、摩擦係数の設計式としては、速度依存性を表す傾きはそのままとし、y切片として0.34を用いることとした。さらに、速度によらず平均摩擦係数がほぼ一定となる領域に関しては、下限値として0.20を用いる。その結果、摩擦係数の設計値はEq.(6)

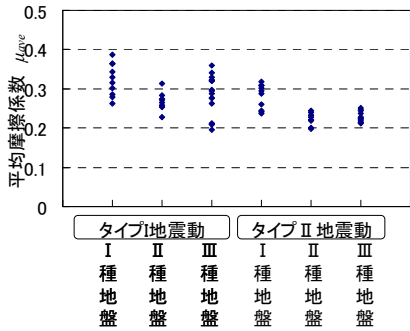


Fig. 10 平均摩擦係数-入力地震動関係  
Average Friction Coefficient - Input Earthquake Motion Relationship

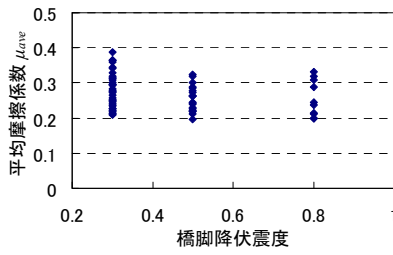


Fig. 11 平均摩擦係数-橋脚降伏震度関係  
Average Friction coefficient - Seismic Coefficient of Pier yield Relationship

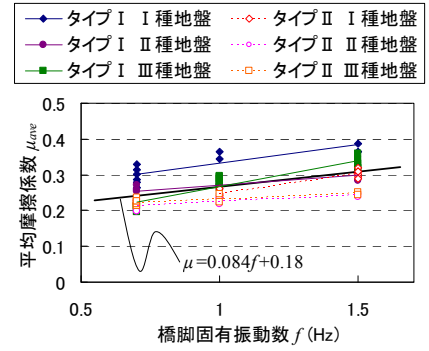


Fig. 12 平均摩擦係数-固有振動数関係  
Average Friction Coefficient - Eigen Frequency Relationship

で表される。このとき、Fig. 8に示す設計式の線のように、常に安全側の評価が可能となる。

$$\mu_{d(1)} = -0.0160v_{max} + 0.34 \geq 0.20 \quad (6)$$

ここに、

$\mu_{d(1)}$  : 最大速度より求める摩擦係数の設計値

Fig. 9に、摩擦係数の計算値・設計値と実験値の比較を示す。縦軸は、実験により得られた平均摩擦係数を示している。横軸は、実験により得られた最大速度からEq. (5), (6)でそれぞれ算定した摩擦係数の計算値および設計値を示している。図より、計算値は実験値とおおむね一致しており、設計値は全て実験値に比し安全側の評価を行っていることがわかる。

### 3.3.4 地震応答解析パラメーターと平均摩擦の関係

前項においては、応答最大速度から平均摩擦係数を定める方法を構築した。しかし、設計において用いる場合には、平均摩擦係数と最大応答速度が対応するように収束計算が必要となり煩雑である。そこで、Table 1に示す地震応答解析の入力パラメーターと平均摩擦係数の関係を検討した。Fig. 10~12に各入力パラメーターと平均摩擦係数の関係を示す。

Fig. 10より、入力地震動による差が表れているものの、それぞれの分布範囲は広く、入力地震動のみで平均摩擦係数を表すことは困難であることがわかる。

Fig. 11より、橋脚の降伏震度は平均摩擦係数にほとんど影響を及ぼさないことがわかる。

Fig. 12においては、入力地震動ごとの最小二乗法による近似曲線、および全プロット点に対しての最小二乗法による近似曲線を示している。全体としてみると、それぞれの橋脚固有振動数に対して平均摩擦係数は広く分布しているが、入力地震動ごとの分布は広くないことがわかる。また、入力地震動ごとの近似曲線は、全体の近似曲線とほぼ同様の傾きを有していることがわかる。従って、摩擦係数の計算値は、Eq. (7)のように表すことができる。

$$\mu_{cal(2)} = 0.084f + \beta \quad (7)$$

ここに、

$\mu_{cal(2)}$  : 入力パラメーターから求める摩擦係数

Table 2 入力地震動の影響を表す係数 $\beta$ (計算値)  
Coefficient of Input Motion  $\beta$  (Calculated Value)

	I種地震動	II種地震動	III種地震動
タイプI地震動	0.25	0.19	0.19
タイプII地震動	0.17	0.14	0.15

Table 3 入力地震動の影響を表す係数 $\beta_d$ (設計値)  
Coefficient of Input Motion  $\beta_d$  (Design Value)

	I種地震動	II種地震動	III種地震動
タイプI地震動	0.20	0.16	0.14
タイプII地震動	0.15	0.11	0.11

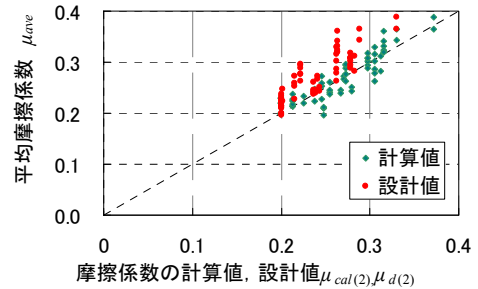


Fig. 13 摩擦係数の実験値と評価値の比較  
Comparison of Test and Calculation for Friction Coefficient

の計算値

$f$  : ダンパーを考慮しない橋梁の固有振動数 (Hz)

$\beta$  : 入力地震動によって定まるパラメーター

$\beta$ の値は、各地震動に対する実験結果より近似値を計算すると、Table 2のように表すことができる。

一方、設計に用いる際には、摩擦係数が実験値を上回らないように評価することとすると、設計式はEq. (8)のように記述できる。

$$\mu_{d(2)} = 0.084f + \beta_d \geq 0.2 \quad (8)$$

ここに、

$\mu_{d(2)}$  : 入力パラメーターから求める摩擦係数の設計値

$\beta_d$  : 入力地震動によって定まるパラメーターの設計値でTable 3の値。

下限値の0.2は、Eq.(6)と同様にした。Fig. 13に、摩擦係数の計算値・設計値と実験値の比較を示す。縦軸は、実験により得られた平均摩擦係数を示している。横軸は、実験における地震応答波の入力パラメーターからEq.(7)、Eq.(8)でそれぞれ算定した摩擦係数の計算値および設計値を示している。図より、計算値は実験値とよく一致しており、設計値は全て実験値に比し安全側の評価を行なっていることがわかる。

なお、Eq.(7)、Eq.(8)の適用範囲は、その構築過程から、以下の通りであることに注意が必要である。

- 1) 入力地震動は、道路橋示方書<sup>10)</sup>に記載のL2地震動。
- 2) 橋脚の降伏震度は、0.3~0.8。
- 3) ダンパーを考慮しない橋脚固有振動数は、1.5Hz以下。
- 4) 用いるダンパーの減衰容量は静的作用に対して、上部工重量の0.1倍程度。
- 5) 橋梁系は、1次周期が卓越すること。

### 3.4 性能評価実験のまとめ

ブレーキダンパーの性能確認実験を行ない、地震時の摩擦係数に対する評価式および設計式を2種類提案した。これらは、適用範囲や簡便性を考慮して設計時に選択が可能である。

なお、本章で提案した地震時の摩擦係数は、ダンパーをバイリニアモデルとしたときに用いることを想定しているが、摺動時減衰力をEq(6)または(8)により定めて解析を行った場合、最大変位や最大速度に至る前の変位や速度が小さい時間帯に対しても、最大変位や最大速度に対して摺動時減衰力を評価することとなるため、安全側の評価が可能となる。

## 4. 制震型橋梁系の振動台実験

### 4.1 実験方法

**4.1.1 実験概要** ブレーキダンパーの効果を明らかにするために、制震型橋梁系の振動台実験を行なった。

実験状況をPhoto 3に示す。振動台上には、橋脚模型(RC造)、橋台模型(S造)、桁模型を2セット配置し、写真中手前側のセットのみにブレーキダンパーを付加した。すなわち、ダンパーありのケースとダンパーなしのケースを同時に行っていることとなる。橋脚模型と桁模型の接合はクレビスを用いることで、鉛直力および水平力が伝達するピン支承とした。橋台模型と桁模型の接合は、クレビス及びリニアガイドを用いることにより、鉛直力のみが伝達されるピンローラー支承とした。ブレーキダンパーはPhoto 4に示すように2基(No.1、No.2と称す)を並列に設置した。その両端には、桁模型と橋台模型の間で水平力のみを伝達するようにクレビスを設けている。橋台模型は剛体を仮定し、橋脚の50倍程度の剛性を有するものとした。加振は一方向(橋軸方向)のみとした。

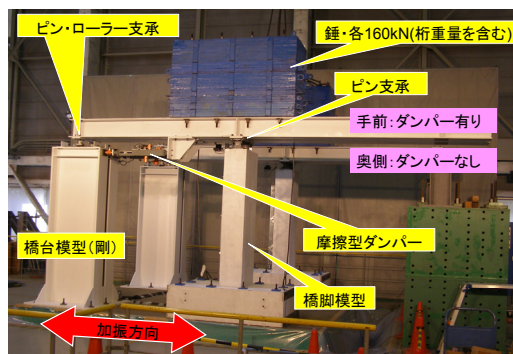


Photo 3 実験状況  
Setups of test

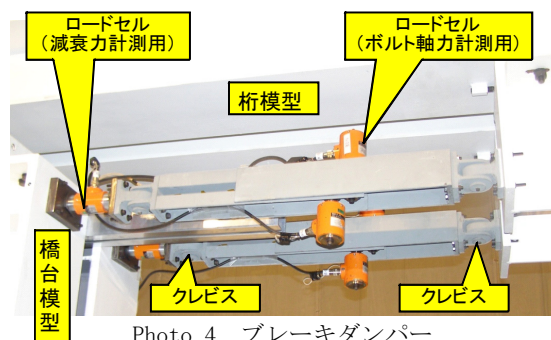


Photo 4 ブレーキダンパー  
Brake Dampers

Table 4 プロトタイプ橋梁の緒元  
Specification of Prototype Bridge

固有振動数 (Hz)	1.0
降伏震度	0.38
ダンパー震度	0.1

Table 5 相似側  
Similarity Rule

	記号	相似比	プロトタイプ	実験
水平変位	$\beta$	0.33		
水平速度	1	1.00		
水平加速度	$1/\beta$	3.00		
時間	$\beta$	0.33		
固有振動数(Hz)	$1/\beta$	3.00	1.00	3.00
降伏震度	$1/\beta$	3.00	0.38	1.15
ダンパー震度	$1/\beta$	3.00	0.10	0.30

※相似比は実験スケール/プロトタイプスケール  
※固有振動数は降伏時割線剛性による

本実験では、プロトタイプを詳細には定めていないが、例えば、Fig. 3に示すような橋梁を想定している。この橋梁は、Fig. 5に示すような1質点系と捉え、複数の橋脚の挙動は橋脚バネに集約することとする。さらに、それらの合計が概ねバイリニア型で表せると考えると、この1質点系モデルの振動特性を特定するためには、ダンパーを考慮しない橋梁系の固有振動数、橋脚の降伏震度、およびダンパーバネの降伏強度と上部工重量の比(以下、ダンパー震度と称す)の3つのパラメーターが必要となる。この3つのパラメーターが定めれば、質点の挙動は特定できることとなる。本実験においては、プロトタイプの振動特性として、Table 4に示すパラメーターを想定して、

実験の諸元を定めた。

**4.1.2 相似則** 相似則は、速度がプロトタイプと等しくなるように定めた。これは、3章に示すとおり、ブレイキダンパーの速度依存性が大きいためである。また、振動台の加振性能より、水平方向加速度の相似比 $1/\beta(A_m/A_p)$ 、ここに $A_m$ 、 $A_p$ はそれぞれ実験またはプロトタイプにおける加速度を3.0、上部工重量(垂と桁の合計)を160kNと定めた。この結果得られる相似則をTable 5にまとめる。

**4.1.3 橋脚模型** 橋脚模型は、初降伏時の割線剛性から出した固有振動数および降伏震度がTable 4に示す値と等しくなるように設計した。せん断補強筋については、

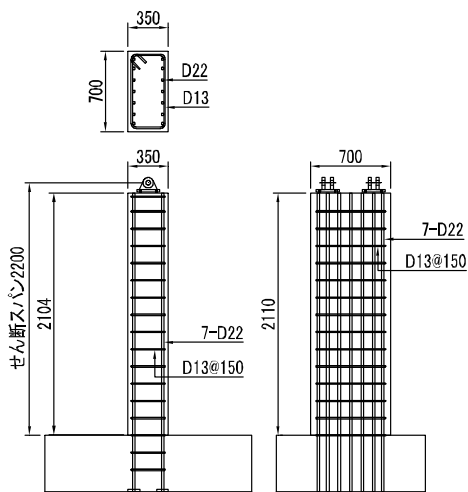


Fig. 14 橋脚模型  
Pier Model

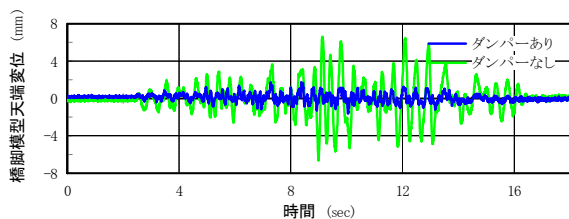


Fig. 15 橋脚天端変位  
(L1)  
Displacement of Pier Top  
(Level-1 Motion)

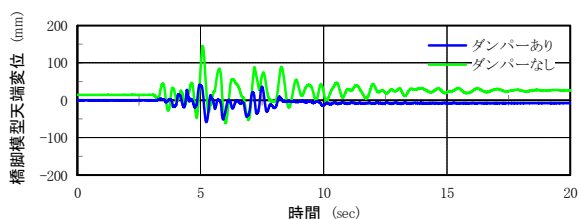


Fig. 16 橋脚天端変位  
(L2)  
Displacement of Pier Top  
(Level-2 Motion)

十分にせん断破壊を防ぐことができる量としてせん断補強筋比を0.21%とした。橋脚模型の構造配筋をFig. 14に示す。ダンパーありのケースとダンパーなしのケースで、橋脚模型に相違はない。

**4.1.4 入力地震動** 入力地震波には、道路橋示方書<sup>10)</sup>に示されるL1地震動およびL2地震動タイプIIをTable 5に示す相似則によって調整したものを用いた。入力地震波の詳細をTable 6に示す。なお、橋脚模型は1セットのみを用いており、同一の試験体に対してL1地震動およびレベル2地震動の加振を順次行った。

**4.2 実験結果**

L1地震動およびL2地震動に対する橋脚天端変位の時刻歴波形をFig. 15, 16に、荷重-橋脚天端変位関係をFig. 17, 18に、ダンパーの減衰力-変位関係をFig. 19, 20に示す。荷重は、橋脚天端位置で計測された加速度に質量を乗じて求めた。

Table 6 入力地震動  
Input Earthquake Motion

No.	地震動	地盤種別	位相特性	乗率	最大加速度(gal)	
					プロトタイプ	実験
1	L1地震動	II種	ITAJIMA BRG. LG.	100%	106.5	319.5
					1995 JR	
2	L2地震動 (タイプII)	II種	TAKATORI STA. N-S	100%	686.8	2060.4

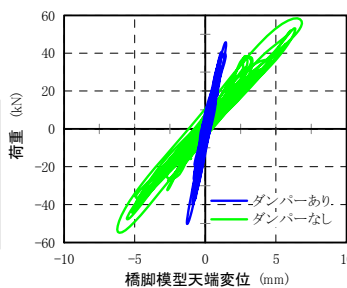


Fig. 17 荷重-変位関係  
(L1)  
Load-Displacement Relationship  
(Level-1 Motion)

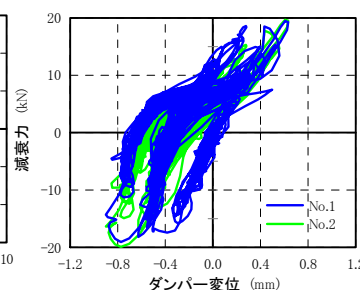


Fig. 19 ダンパーの挙動  
(L1)  
Behavior of Damper  
(Level-1 Motion)

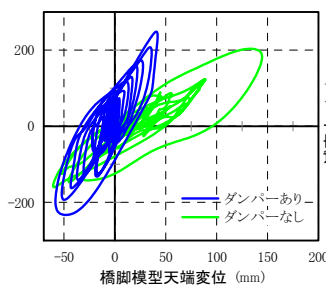


Fig. 18 荷重-変位関係  
(L2)  
Load-Displacement Relationship  
(Level-2 Motion)

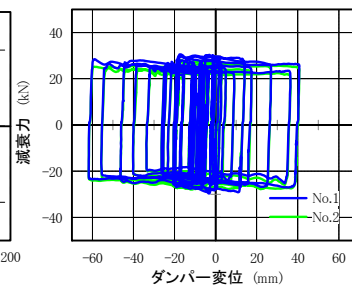


Fig. 20 ダンパーの挙動  
(L2)  
Behavior of Damper  
(Level-2 Motion)

最大応答変位はダンパーなしのときに6.66mm(L1) , 145mm(L2)であったのが、ダンパーを設置することにより1.74mm(L1) , 58.4mm(L2)と大幅に減少している。

橋脚模型の損傷は、L1地震動ではいずれのケースも微細な曲げひび割れが発生するにとどまり、鉄筋のひずみに関しても降伏には達しなかった。L2地震動に対して、ダンパーなしのケースでは、5.1秒付近で最大変位(145mm)に達した際の引張鉄筋がその直後に圧縮側となったときに面外にはらみだし、かぶりコンクリートの剥落を発生させた。タイプII地震動終了後の基部の状況をPhoto 5に示す。一方、L2地震動に対してダンパーありのケースでは、ダンパーなしのケースで最大変位に達したのとほぼ同時の5.1秒付近で基部鉄筋が降伏に至ったが、最終的には基部鉄筋の残留ひずみは8000 $\mu$ 程度であり、ひび割れが残留するにとどまった。

ダンパーの挙動は、L1地震動に対しては、Fig. 19に示すとおり、最大減衰力に達しておらず、ほとんど履歴減衰を持っていないことから、減衰の効果はほとんどないことがわかる。一方、L2地震動に対してはFig. 20に示す



Photo 5 橋脚基部の損傷(ダンパーなし, L2)  
Damage of Pier (No-Damping, Level-2)

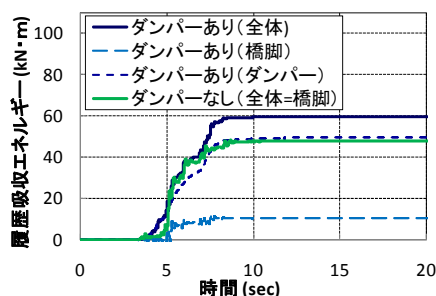


Fig. 21 履歴吸収エネルギー(L2)  
Absorbed Energy (Level-2)

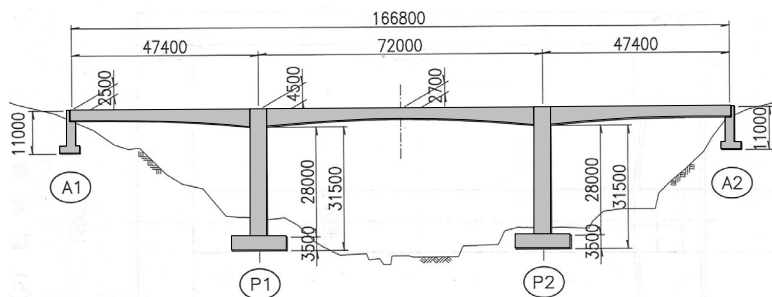


Fig. 22 検討対象橋梁  
Considered Bridge

とおり、平行四辺形に近いループを描いており、非常に大きなエネルギー吸収を示していることがわかる。よって、ダンパーによる応答変位減少の主たる原因は、L1地震動ではダンパーの減衰効果でなく剛性の増加によるものであり、L2地震動ではダンパーの減衰による効果と考えられる。なお、いずれのケースにおいても、2本のダンパーがほぼ同様に挙動していることから、ブレーキダンパーはばらつきの小さいダンパーであるということが言える。

Fig. 21に、L2地震動に対する履歴吸収エネルギーの累積値を示す。橋脚模型の履歴吸収エネルギーは、その損傷度合いの指標と考えることが可能である。最終的な履歴吸収エネルギーの量は、入力波が有するエネルギーから粘性減衰や逸散減衰などを除いたものとなる。

ダンパーが受け持つ履歴吸収エネルギーはダンパーなしのケースにおける橋脚分と同程度であることがわかる。ダンパーの降伏震度はTable 4に示すとおり橋脚模型降伏震度の1/4程度であるが、履歴形状が長方形に近いため大きな履歴減衰を与えることが可能であったと考えられる。その結果、ダンパーありのケースにおける橋脚の損傷が小さくなっている。なお、ダンパーありのケースにおける全体の履歴吸収エネルギーはダンパーなしのケースより大きくなっている。これは、ダンパーなしのケースが5.1秒付近で大きく損傷したことで、橋脚のエネルギー吸収性能が低下して粘性減衰や逸散減衰の割合が増えたためと考えられる。

#### 4.3 制震型橋梁系振動台実験のまとめ

ブレーキダンパーの効果を明らかにするために、制震型橋梁系の振動台実験を行なった。その結果、以下のことがわかった。

- 1) L1地震動に対して、ダンパーを用いることで、応答変位を小さくすることが可能である。そのときのダンパーの効果は、ダンパー剛性による剛性の上昇である。
- 2) L2地震動に対して、ダンパーを用いることで応答変位を小さくすることが可能である。そのときのダンパーの効果は、履歴減衰が主である。
- 3) ダンパーの降伏震度が橋脚降伏震度の1/4程度であっても、L2地震動におけるエネルギー吸収はそのほとんどをダンパーが受持つ。
- 4) 実験で並列に用いた2基のブレーキダンパーは、ほ

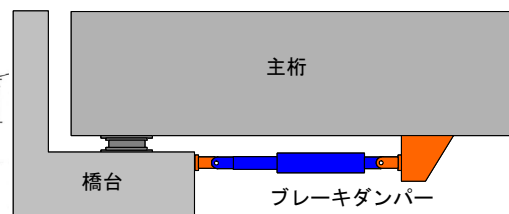


Fig. 23 ブレーキダンパーの設置状況例  
Set up of Brake Damper



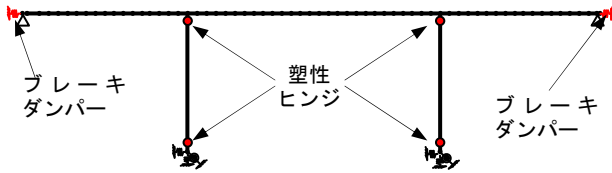


Fig. 24 動的解析モデル  
Dynamic Analysis Model

ぼ同様の挙動をしており、ダンパーのばらつきは小さい。

## 5. 試設計による適用性検討

### 5.1 検討方法

5.1.1 検討概要 ブレーキダンパーを用いた橋梁を設計することにより、ブレーキダンパーによるコストダウン効果と橋梁全体の性能向上を定量的に算出・評価した。

5.1.2 検討対象 検討対象は、Fig. 22に示す橋長166.8m、幅員10.4m、橋脚高さ28mの3径間連続ラーメン箱桁橋(道路橋)の橋脚とした。地盤はI種地盤である。検討ケースは、ブレーキダンパーありの場合となしの場合の2ケースとした。

ブレーキダンパーは、Fig. 23に示すように両桁端部の橋台前面と主桁下面を結合するように設置することを想定し、橋軸方向にのみ有効とした。ダンパーの常時荷重に対する設計減衰容量 $P_{d(st)}$ は、両桁端部においてそれぞれ2500kNとした。これは、合計の減衰容量が上部工重量の0.1倍となることを目安としている。

5.1.3 設計方法 設計は道路橋示方書<sup>10)</sup>に従うことを基本として行った。なお、地震時の照査については、L1, L2地震動ともに動的解析を用いた。動的解析に用いた解析モデルをFig. 24に示す。

ブレーキダンパーは、バイリニアモデルとした。ただし、4章の考察を受け、L1地震時の内部履歴は、スケルトンカーブ上のみを移動する非線形弾性とし、履歴減衰を考慮しないモデルとした。

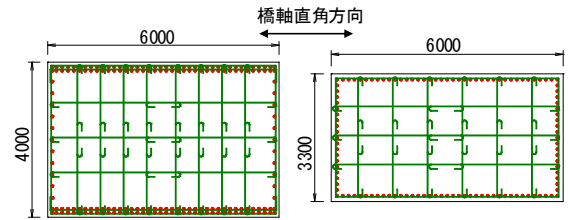
各ブレーキダンパーの減衰容量は、常時の設計摩擦係数 $\mu_{d(st)}$ 0.34に対して2500kNとなるが、地震時の最大減衰容量 $P_{d(eq)}$ は、Eq.(8)に示す地震時摩擦係数 $\mu_{d(2)}$ を用いてEq.(9)により低減した。

$$P_{d(eq)} = \frac{\mu_{d(2)}}{\mu_{d(st)}} P_{d(st)} \quad (9)$$

ここに、

- $P_{d(st)}$  : 地震時におけるダンパーの設計減衰容量
- $P_{d(st)}$  : 常時の静的な作用に対するダンパーの設計減衰容量 (2500kN)
- $\mu_{d(2)}$  : 地震時摩擦係数の設計値で、Eq.(8)により算定する
- $\mu_{d(st)}$  : 常時の静的な作用に対する摩擦係数の設計値で、0.34とする

減衰は、レイリー型減衰としたが、ブレーキダンパー



橋軸方向  
主筋：D38×80本  
横拘束筋：D16@150×10本  
直角方向  
主筋：D32×11本  
横拘束筋：D16@150×5本  
1) ブレーキダンパーなし

橋軸方向  
主筋：D32×39本  
横拘束筋：D16@150×8本  
直角方向  
主筋：D22×19本  
横拘束筋：D16@150×5本  
2) ブレーキダンパーあり

Fig. 25 橋脚断面  
Pier Section

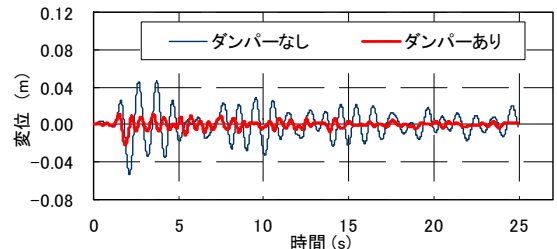


Fig. 26 変位の時刻歴(レベル1地震動)  
Time History of Displacement (Level-1 Motion)

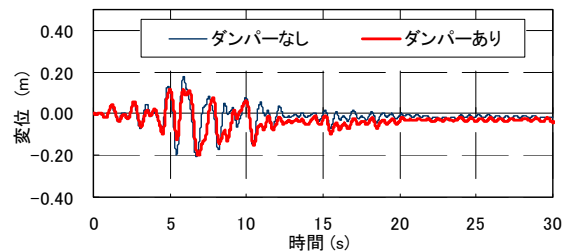


Fig. 27 変位の時刻歴(レベル2地震動タイプII)  
Time History of Displacement  
(Level-2 type-II Motion)

の初期剛性から減衰マトリクスを作成するとブレーキダンパーが降伏した時に減衰が過剰となる。そこで、ブレーキダンパーの剛性を0とした剛性マトリクスを用いて減衰マトリクスを作成した。

### 5.2 検討結果

5.2.1 橋脚断面の比較 Fig. 25に、設計された橋脚の断面を示す。断面決定要因は、ブレーキダンパーなしのケースではL1地震時、ブレーキダンパーありのケースではL2地震時である。ブレーキダンパーの設置により、コンクリート断面積が17.5%、鉄筋量については主筋が約60%、横拘束筋が23%縮減している。その結果、橋脚の構築費に関して、大幅なコストダウンが見込まれる。

なお、本検討の対象外としたが、断面の縮小により橋脚曲げモーメントが低下するため、上部工のPC鋼材に対しても若干の削減が期待される。

5.2.2 地震応答の比較 Fig. 26, Fig. 27にそれぞれレベル1地震動およびレベル2地震動タイプIIに対する橋

軸方向応答変位(地盤との相対変位)の時刻歴を示す。

ダンパーありのケースは断面寸法や鉄筋量を縮小したにもかかわらず、L1地震時で76%、L2地震(タイプII)時で36%の最大応答変位低減が見られた。変位を低減することで、各部材の損傷を小さく抑えることが可能となり、橋梁全体としての性能が向上すると言える。加えて、応答変位に対して設計される支承や伸縮装置についても寸法の縮減が可能となる。

Fig. 26に示すL1地震動においては、ダンパーをつけることで周期が短くなっていることがわかる。これは、4章に示した剛性付加の効果と言える。一方、Fig. 27に示すL2地震動に対しては、ダンパーをつけたケースの周期が長くなっている。これは、橋脚断面を縮小したことによる剛性低下が原因と考えられるが、ダンパーの効果により変位は低減されている。

### 5.3 適用性検討のまとめ

ブレーキダンパーを橋梁に適用する場合について、実際に設計を行うことでその効果を確認した。検討の結果、対象橋梁に対して以下のことがわかった。

1) ブレーキダンパーを用いることで、コンクリート断面積が17.5%、主鉄筋量が約60%、横拘束鉄筋量が23%縮減可能であり、構築コストの低減が可能である。また、その他にも、上部工のPC鋼材、支承、伸縮装置などにおいてコストダウンが期待される。

2) ブレーキダンパーを用いて断面を縮小しても、橋脚の応答変位はL1地震時に76%、L2地震(タイプII)時で36%の変位低減が可能である。

本検討においては、特定の条件の橋梁に対して試設計を行ったが、条件が変化しても、ブレーキダンパーの効果は同様の傾向であるものと考えられる。

## 6. おわりに

本論文においては、デバイスの性能評価、ブレーキダンパーを用いた制震型橋梁の振動台実験による効果検証、および試設計による適用性検討について示した。

デバイスの性能評価においては、ブレーキダンパーの性能確認実験の結果、地震時の摩擦係数に対する評価式および設計式を2種類提案した。これらは、適用範囲や設計の手順が異なるため、用いる際には適切な方を選択する。

ブレーキダンパーを用いた制震型橋梁の実験による効果検証においては、制震型橋梁系の振動台実験を行い、ブレーキダンパーの有効性を確認するとともに、RC橋脚とダンパーの連成について考察した。

試設計による適用性検討においては、ブレーキダンパーを用いるラーメン橋梁を設計し、ダンパーが無いときに比し、コストダウンと応答変位低減が両立することを確認した。

今後は、ブレーキダンパーを用いた制震型橋梁の実構

造物への適用を進める予定である。

### 参考文献

- 1) 佐野剛志, 鈴木康正, 日野泰成, 高橋泰彦: 高力ボルト摩擦接合滑りダンパー(ブレーキダンパー)の開発—ブレーキダンパーの性能確認実験と実建物への適用—, 大林組技術研究所報, No.62, pp.13~20, (2001)
- 2) 時野谷良浩, 鈴木康正, 高橋泰彦: Y型ブレース付鉄骨架構の性能確認実大実験, 大林組技術研究所報, No.61, pp.1~8, (2000)
- 3) 石川理都子, 諏訪仁, 関松太郎, 後閑章吉, 遠藤文明: 粘弾性カラムダンパーの開発, 大林組技術研究所報, No.61, pp.15~22, (2000)
- 4) 奥田浩文, 勝俣秀雄, 山中昌之: 振動台実験によるガラス制振壁の制振性能確認とガラス安全性確認, 大林組技術研究所報, No.70, (2006)
- 5) 奥田浩文, 蔭山満: Hybrid Mass Driver(HMD)の実用化に関する研究(その2)—『AVICS-2』の開発とその適用例—, 大林組技術研究所報, No.62, pp.49~56, (2001)
- 6) 吉田治, 蔭山満, 佐野剛志, 遠藤文明, 渡辺哲巳, 勝俣英雄: スーパーアクティブ制震「ラピュタ2D」, 大林組技術研究所報, No.74, (2010)
- 7) 西村勝尚, 福本義之, 和田裕介: 連結制振構造を適用した超高層RC造建物の制振効果, 日本建築学会技術報告集, 第14巻28号, pp.417~422, (2008)
- 8) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.1~19, (2005)
- 9) 下前隆雄, 川端淳: 伊弉高架橋における制振装置を用いた耐震補強対策検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.61, pp.479~480, (2006)
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, (2002)
- 11) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領 第二集 橋梁建設編, pp.(3-41)~(3-42), 高速道路総合技術研究所, (2009)
- 12) 阪神高速道路 技術部: 長大橋における免震・制震デバイスの適用ガイドライン(案), (2009)
- 13) Takeda et al: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557~2573, (1970)
- 14) 武田篤史, 伊奈義直, 出羽保孝ら: 皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーにおける地震時摩擦係数の評価, 土木学会第65回年次学術講演会, (2010)
- 15) 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 丸善株式会社, (1999)