

ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の地震応答の低減効果

Seismic Retrofit of a Steel Arch Bridge using Brace Dampers

福田智之*, 川島一彦**, 渡辺学歩***

Tomoyuki Fukuda, Kazuhiko Kawashima, Gakuho Watanabe

*学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** フェロー 工博 東京工業大学教授 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

***正会員 工修 東京工業大学土木工学科助手 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

Arch bridges have been regarded as one of the most seismically stable bridges because they have not yet suffered damage in the past earthquakes worldwide. However it is gradually known that arch bridges which were designed in accordance with the traditional working stress design approach are not necessarily stable under near-field ground motions. As a consequence, it is important to retrofit the arch bridges which have high seismic vulnerability. One of the ways of retrofit of arch bridges is to reduce the bridge response using unbond brace dampers. This paper presents an effectiveness of unbond brace dampers to mitigate the seismic response of a steel arch bridge. An approximate analysis for estimation of damping ratio of the arch bridge is also described.

Key Words: bridges, arch bridges, seismic retrofit, damper, brace damper

キーワード: 橋梁, アーチ橋, 耐震補強, ダンパー, ブレースダンパー

1. はじめに

我が国だけでなく国際的に見てもアーチ橋が現在までに地震被害を受けた事例はない。このため、1995 年兵庫県南部地震以前にはアーチ橋は耐震性に富む橋梁構造の一つと考えられていた。しかしながら、兵庫県南部地震を契機として導入された地震時保有耐力法に基づく耐震設計によれば、アーチ橋はアーチリブ等の主要構造部材に塑性ヒンジを導入しにくい構造でありながら、震度法で設計されただけの断面ではアーチリブに塑性ヒンジが生じることは避けられないことが知られるようになった¹⁾²⁾³⁾。このため、道路橋示方書では、動的解析を必要とする橋梁形式の一つに指定されている。

したがって、兵庫県南部地震以前の基準で耐震設計されたアーチ橋の中には耐震補強を必要とするものも少なくない。耐震補強法は構造条件や材料特性によって異なるが、上路式鋼アーチ橋を例に取れば、アーチリブの断面増強や両端での桁の移動拘束、さらには桁と上下材間の免震化等が候補として取り上げられる場合が多い。いずれの方法も、一般には施工しにくいことから、適切な耐震補強法の開発が求められている。

耐震補強の代わりに、ダンパーによりアーチ橋の地震応答を低減する方法は以上の観点から魅力的な方法である。

橋梁上部構造は橋軸方向には剛性が高く、変形が小さいことから、従来、上部構造にダンパーを設置して免震化する方法は注目されてこなかった。しかし、鋼アーチ橋は、橋軸方向と上下方向の応答の連成があることから、橋軸直角方向のみならず橋軸方向にも変形しやすい構造であり、上部構造へのダンパーの設置が有効な橋梁形式の一つである。

上部構造に対するダンパーの適用に関する研究として、野中、宇佐美らは鋼アーチ橋を対象にアンボンドブレースダンパーの適用が地震応答の低減に有効であることを示している⁴⁾⁵⁾。金治らは長径間トラス橋の耐震補強に対するアンボンドブレースダンパーの適用性を検討している⁶⁾。また、森下ら、本田らは、ブレースダンパーを開発するとともに、鋼アーチ橋の耐震補強に対する適用性を検討している⁷⁾⁸⁾⁹⁾。

本検討は、森下ら、本田らが解析した鋼アーチ橋を対象に桁等を簡単な構造に変化させた上で、ブレースダンパーによる減衰の増大がアーチ橋の耐震性向上に及ぼす効果を検討した結果を報告するものである。

2. ブレースダンパーの特性

ブレースダンパーとは、図-1 に示すように、剛性の比較

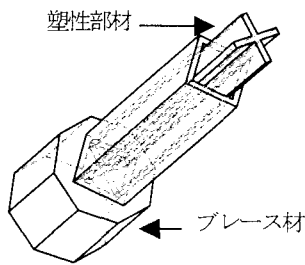


図-1 ブレースダンパー

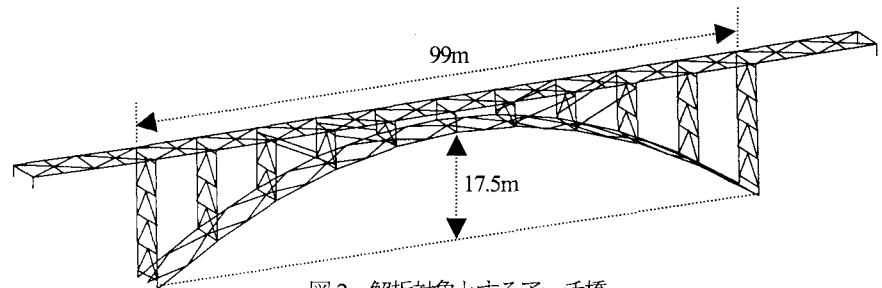


図-2 解析対象とするアーチ橋

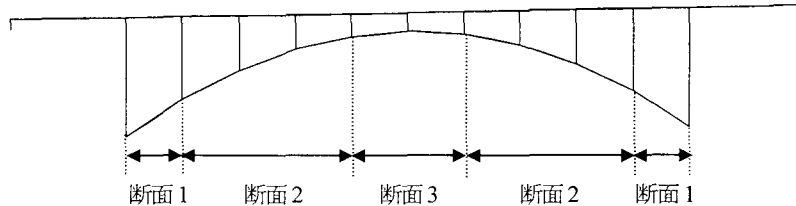


図-3 アーチリブの断面区分

的高い鋼製ブレース材の両端に塑性変形によってエネルギー吸収できる塑性部材を取り付けた構造である。塑性部材としては、軟鋼を使用し、軸力を受けた際に座屈しないように、鋼管等によって被覆されている。ブレースダンパーの両端はピン結合となっており、ブレースダンパーには曲げが作用せず、軸力だけが作用するようになっている。

いま、鋼製ブレースの長さ、断面積をそれぞれ l_B 、 A_B 、鋼製ブレースの両端に設置する塑性部材の長さ、断面積をそれぞれ l_D 、 A_D 、ブレースダンパーの全長を $l(=l_B+2l_D)$ 、鋼材の弾性係数を E とすると、ブレースダンパーに軸力 P が作用した場合のひずみ ε は、

$$\varepsilon = \frac{P}{El} \left(\frac{2l_D}{A_D} + \frac{l_B}{A_B} \right) \quad (1)$$

もし、塑性部材の断面積が鋼製ブレースの断面積に比較して十分小さいと仮定できれば、式(1)の ε は、

$$\varepsilon = \frac{2P}{EA_D} \cdot \frac{l_D}{l} \quad (2)$$

したがって、塑性部材や鋼製ブレースの長さ、断面積を適切に選定することによって、降伏ひずみや降伏軸力を所要の値にセットすることができる。

ブレースダンパーの特徴は、粘性ダンパーや鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰積層ゴム支承等に比較すると、エネルギー吸収装置として低廉なことである。なお、ここでは、L2 地震時の応答制御を目的としてブレースダンパーを設置することとし、L1 地震動に対する応答制御は特に問題とはしない。

3. 解析対象とする鋼製アーチ橋とその耐震性

解析対象とするのは、図-2 に示すように、アーチスパン99m、ライズ17.5mの上路式鋼製アーチ橋である。アーチ

リブは両端で固定されている。アーチリブはボックス形式で、いずれの区間でも、ボックスの高さ、幅はそれぞれ1000m、1100mである。ただし、板厚は図-3 に示すように3通りに変化している。鉛直材と桁およびアーチリブはピン結合させているが、動的解析では固定してモデル化している。

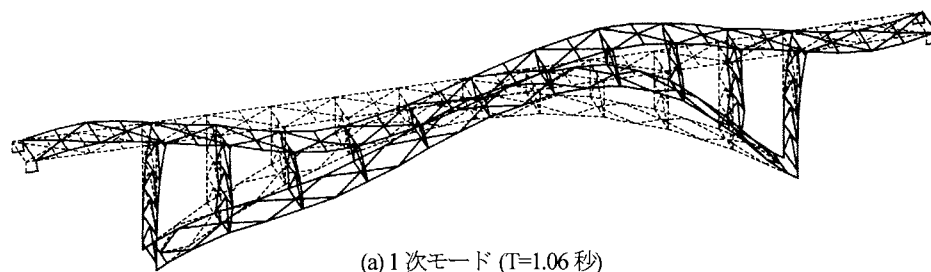
このアーチ橋は昭和55年道路橋示方書によって設計水平震度0.2を用いて設計されており、現在の道路橋示方書に基づくと、アーチリブや斜材、鉛直材の耐震性が不十分と判断される。

動的解析では、アーチリブ、斜材、鉛直材を3次元線形梁要素でモデル化した。アーチリブの両端はアーチアバットに固定されており、桁端部は水平方向に可動なゴム支承で支持されている。ここでは、床板とアーチとの結合度がよくわからないことから、床板剛性は無視している。等価減衰定数はアーチリブ、床組、鉛直材においてともに1%と仮定する。ブレースダンパーは、バイリニア型履歴減衰を有するバネ要素としてモデル化する。

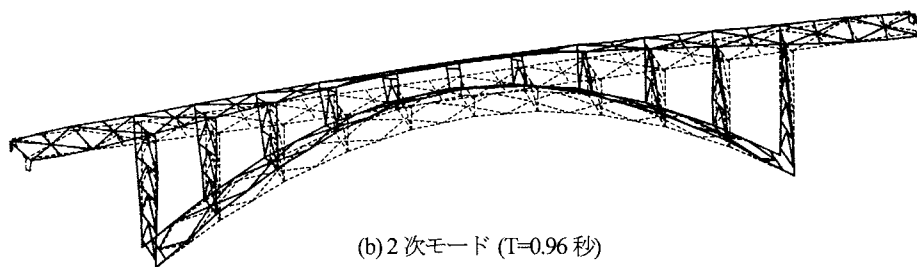
入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震によるJMA神戸海洋気象台とJR鷹取駅における記録、1994年Northridge地震によるSylmar Parking Lotsにおける記録、1999年Duzce地震によるDuzceにおける記録、1999年集集地震による日月潭における記録の5地震動を用いた。これらは近年の地震で得られた代表的な断層近傍地震動である。解析には、水平1成分と上下成分をペアとして用いた。解析にはアーク情報システムのTDAPIIIを使用した。

4. 現況のアーチ橋の地震応答

現況のアーチ橋の固有値解析結果を図-4に示す。1次モードは橋軸方向の逆対称モードであり、上下方向にも大きな応答を示す。2次モードは橋軸直角方向に対称なモード

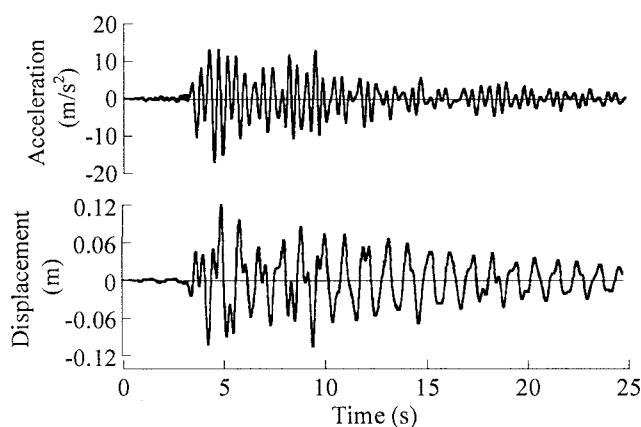


(a) 1次モード (T=1.06 秒)

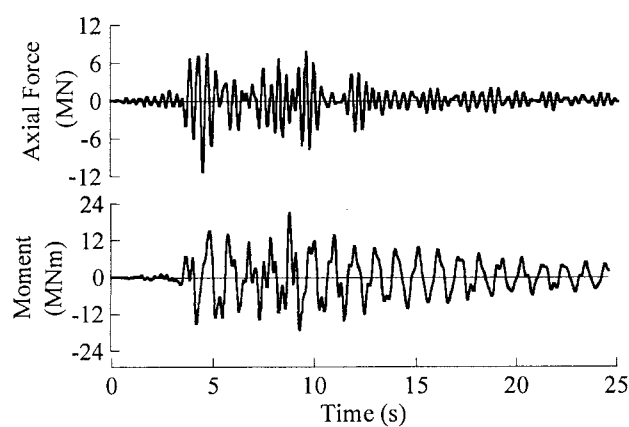


(b) 2次モード (T=0.96 秒)

図4 アーチ橋の固有振動モード



(a) 桁中央点の加速度と変位



(b) アーチリブ左端点の軸力と曲げモーメント

図5 現況のアーチ橋の地震応答 (JMA 神戸地震動)

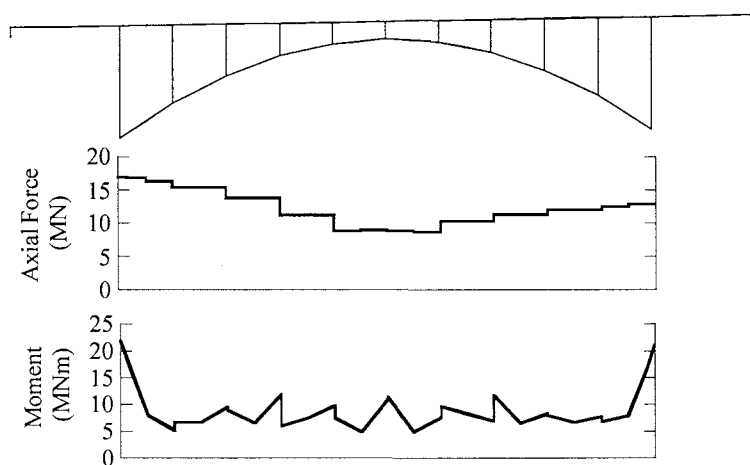


図6 アーチリブにおける最大応答軸力と曲げモーメント (現況、自重+地震応答, JMA 神戸地震動)

である。固有周期は1次モードが1.06秒、2次モードが0.96秒である。

JMA 神戸記録のNS成分と上下成分をそれぞれ橋軸方向+鉛直方向に作用させた場合の地震応答を図5に示す。桁中央の水平最大加速度、水平最大変位はそれぞれ 16.8m/s^2 、 0.12m であり、また、曲げモーメントが大きい

アーチリブ端点の最大軸力、曲げモーメントはそれぞれ 11.5MN 、 21.4MNm となる。

上述した通り、このアーチ橋は震度法に基づいて設計、施工されているため、JMA 神戸地震動のような強い漸層近傍強震動を受けると補剛桁は降伏しないが、アーチリブは降伏する。JMA 神戸地震動を作用させた場合にアーチ

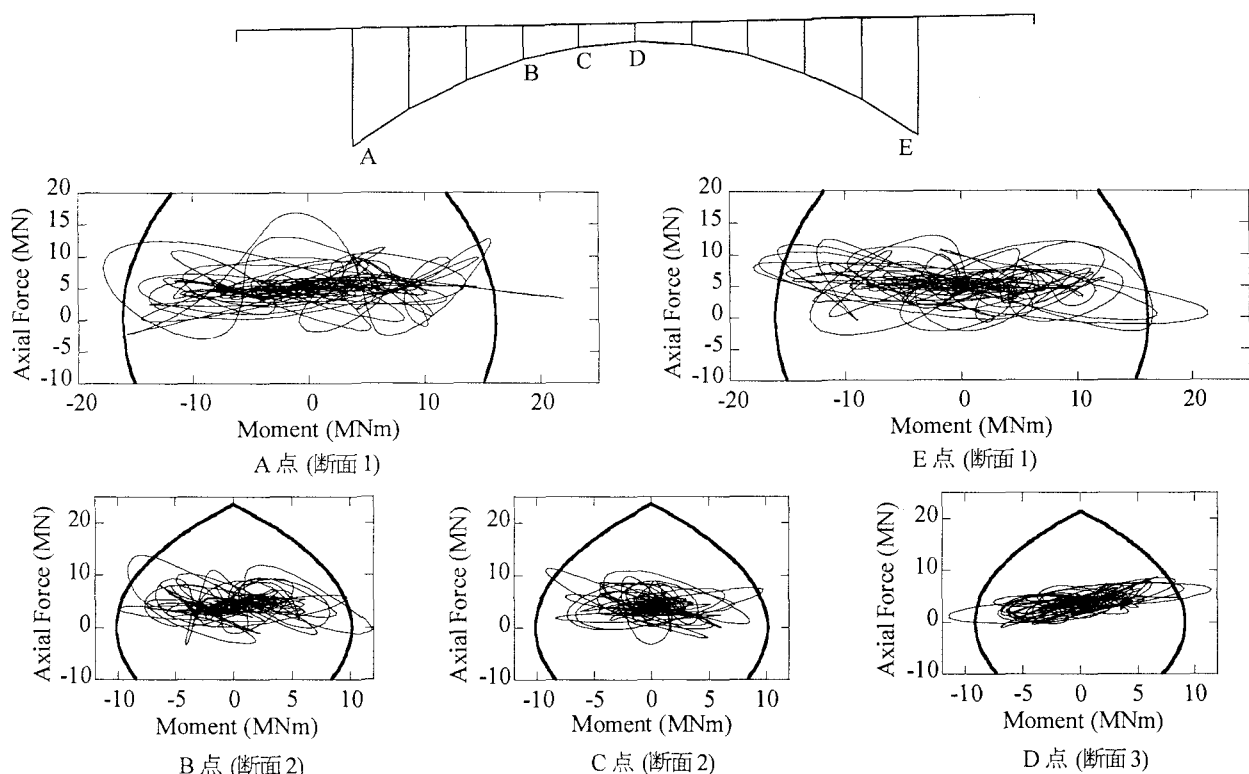


図-7 アーチリブの軸力-曲げモーメント相関 (現況, JMA 神戸地震動)

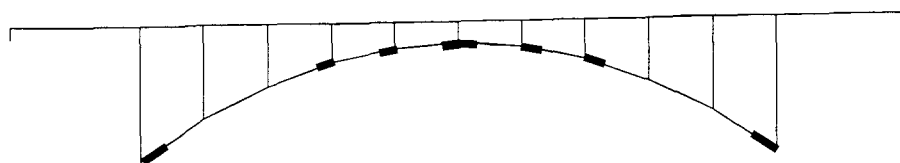


図-8 塑性ヒンジを形成する部材

リブに生じる最大応答軸力と曲げモーメントを図-6 に示す。ただし、ここでは自重による軸力、曲げモーメントを加え合わせた結果を示している。軸力と曲げモーメントのインターアクションを求めると、図-7 のようになる。ここで、図中の太線はアーチリブの塑性限界を表している。これによれば、アーチリブには端点だけでなく、中央点、1/4点においても塑性化が生じる。図-8 は塑性化するアーチリブの範囲を示した結果である。

5. ブレースダンパーの効果

(1) ブレースダンパーの設置位置

耐震補強としてブレースダンパーを設置する際、どこにブレースダンパーを設置するのが有効かの判断が重要である。いま、格点 i と j を結ぶブレースダンパーの降伏変位を u_{yij} 、このブレースダンパーに生じる最大応答変位を u_{ij} とすると、応答じん性率は、

$$\mu_{ij} = \frac{u_{ij}}{u_{yij}} \quad (3)$$

また、ブレースダンパーを座屈させないためには、限界

長を l_{uij} とすると、ブレースダンパーの長さ l_{ij} は、

$$l_{ij} \leq l_{uij} \quad (4)$$

ここでは、 $l_{uij}=15\text{m}$ として、式(2)を満足し、式(3)による μ_{ij} がおおむね 30 以上となるという条件から、ブレースダンパーの設置位置を図-9 のように定めた。ここで、応答じん性率を 30 以上としたのは、既存の繰返し載荷実験から、疲労しにくい範囲として決めたものである。ブレースダンパー 1 は既存の部材を入れ替えるのではなく、新規設置であり、主として橋軸方向の応答に備えたものである。また、ブレースダンパー 2, 3 は既存の部材を置換するものであり、主として橋軸直角方向の応答に備えたものである。ブレースダンパーの長さは場所によって多少異なるが、ブレースダンパー 1, 2, 3 では、それぞれ 10.1~10.8m, 5.4~6.9m, 5.8m である。また、ブレースダンパーの降伏耐力 P_{DBY} は、ブレースダンパー 1, 2, 3 に対してそれぞれ、470kN, 657kN, 1196kN と仮定する。これらの降伏耐力の選定には特に理由がある訳ではなく、ブレースダンパーの全体座屈を阻止できる範囲でできるだけ大きな降伏耐力を選んだものである。したがって、ブレースダンパーの降伏変位 u_y はブレースダンパー 1, 2, 3 に対して、それぞ

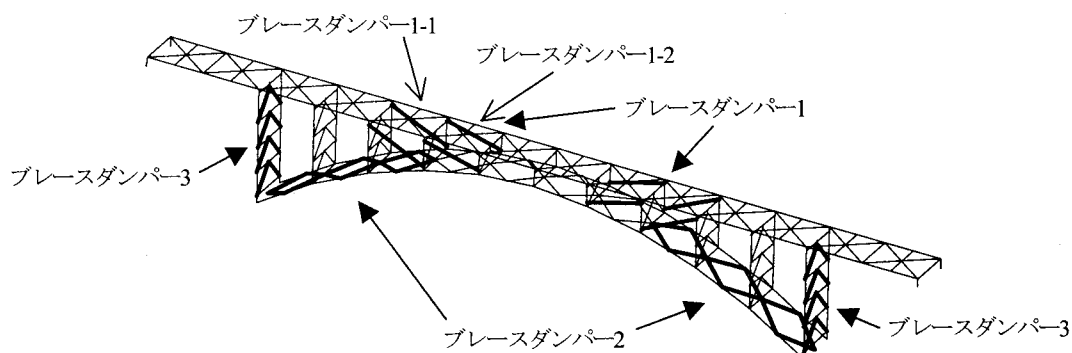
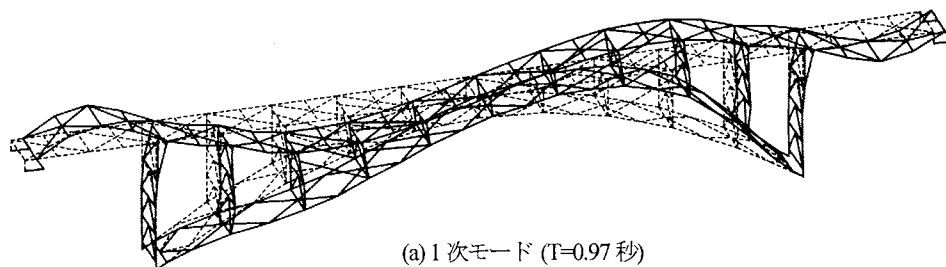
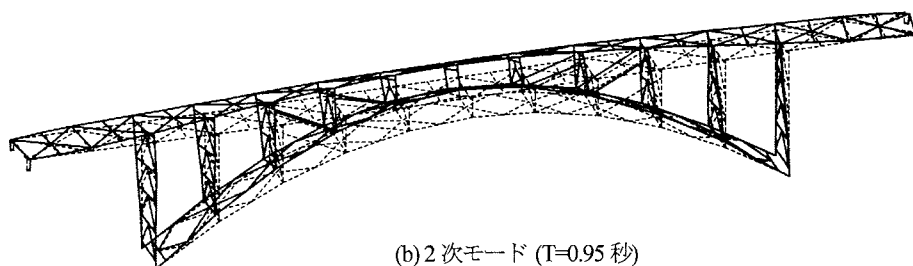


図-9 ブレースダンパーの設置位置

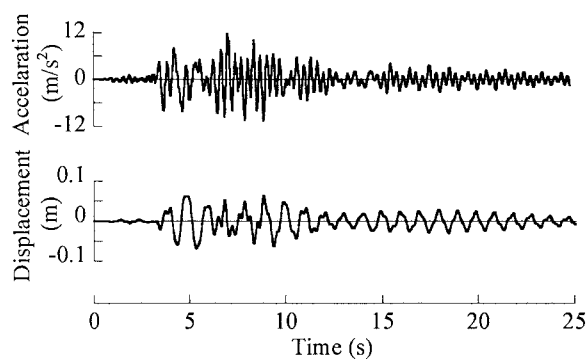


(a) 1次モード (T=0.97秒)

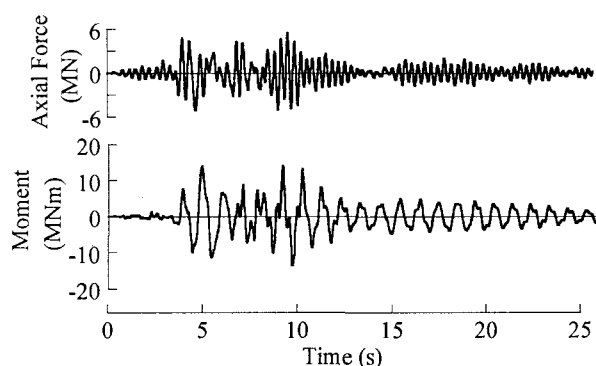


(b) 2次モード (T=0.95秒)

図-10 ブレースダンパーを設置した場合のアーチ橋の固有振動モード



(a) 桁中央点の加速度と変位



(b) アーチリブ左端点の軸力と曲げモーメント

図-11 ブレースダンパーを設置した場合のアーチ橋の時刻歴応答 (JMA 神戸地震動)

れ3.4~3.6mm, 2mm, 1.3mmとなる。

(2) ブレースダンパーの効果

ブレースダンパー 1 を設置することによりアーチ橋の橋軸方向の固有周期および固有振動モードがどの程度変化するかを知るために、ブレースダンパーが線形域にあると仮定して固有値解析した結果が図-10 である。図-4 に示した現況の場合の固有値特性と比較すると、固有振動モードはほとんど変化しないが、1次および2次固有周期はそれぞれ1.06秒から0.97秒、0.96秒から0.95秒とわずかに

減少する。

図-11 は JMA 神戸記録を橋軸方向および上下方向に作用させた場合の応答である。桁中央では最大加速度および最大変位はそれぞれ 11.8m/s^2 、 0.065m となり、現況の橋と比較して、それぞれ 29.5%、46.6%だけ応答が減少する。また、ブレースダンパーを設置することによりアーチリブ左端点の最大軸力、最大曲げモーメントはそれぞれ 11.5MN から 5.6MN、21.4MNm から 14.4MNm と、ブレースダンパーを設置しない場合に比較して、それぞれ、54.9%、55.2%減少する。

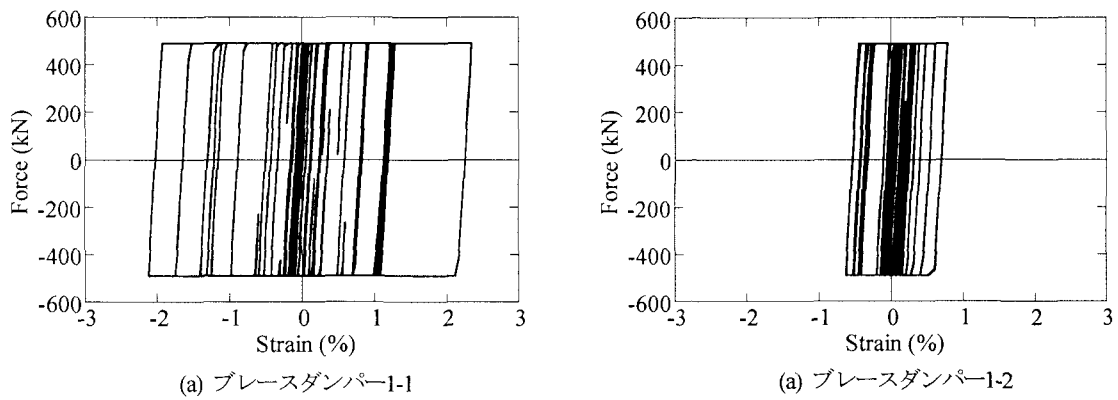


図-12 ブレースダンパーの応答履歴

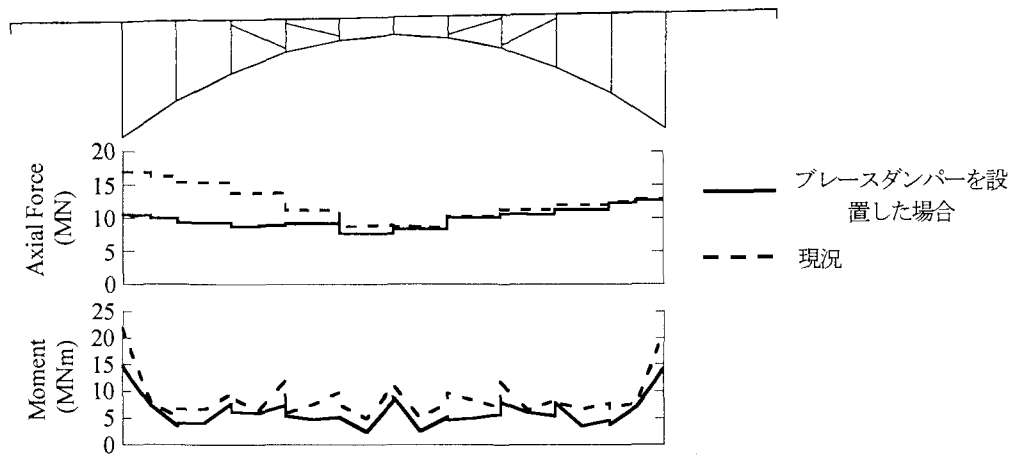


図-13 ブレースダンパーを設置した場合のアーチリブにおける最大応答軸力と曲げモーメント

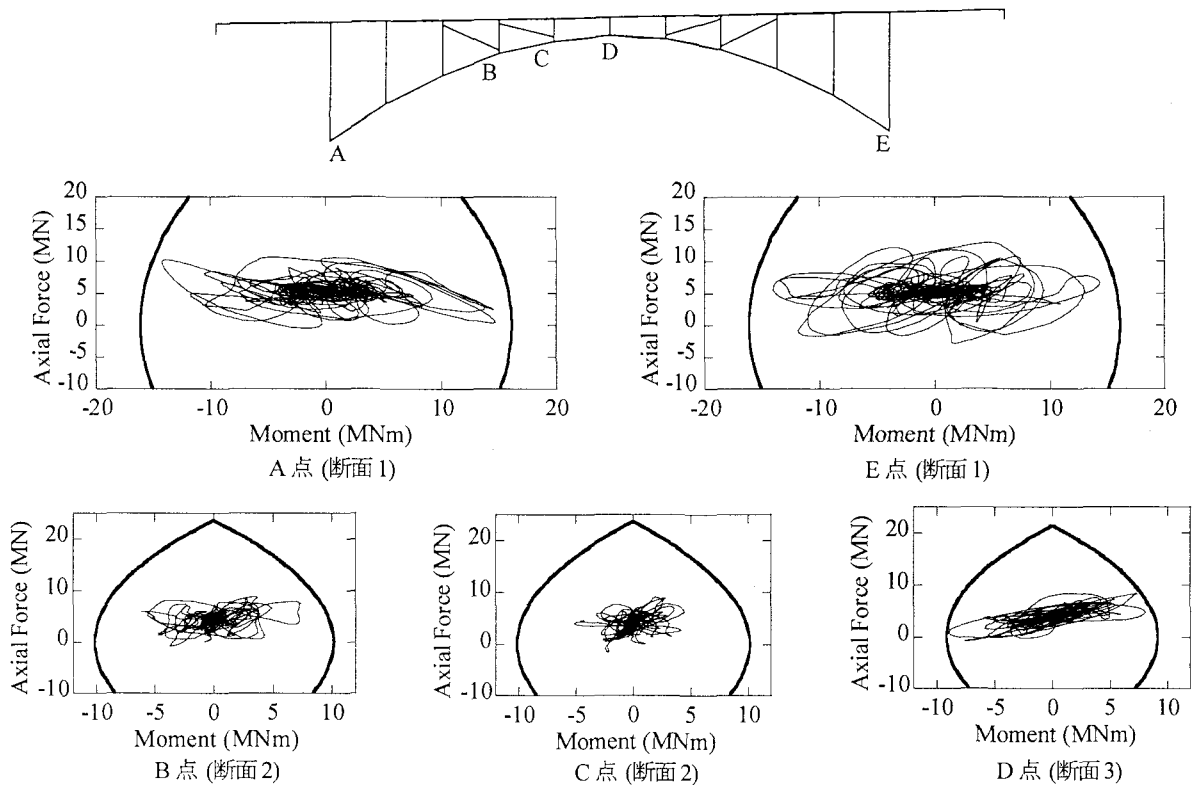


図-14 アーチリブの軸力-曲げモーメント相関 (JMA 神戸地震動)

図-12 は図-9 に示したブレースダンパー1-1, 1-2 の塑性部材に生じる応答履歴を示した結果である。ブレースダンパー1-1 および 1-2 は、ブレースダンパー1 の中で塑性部材のひずみがそれぞれ最大, 最小となるダンパーである。こ

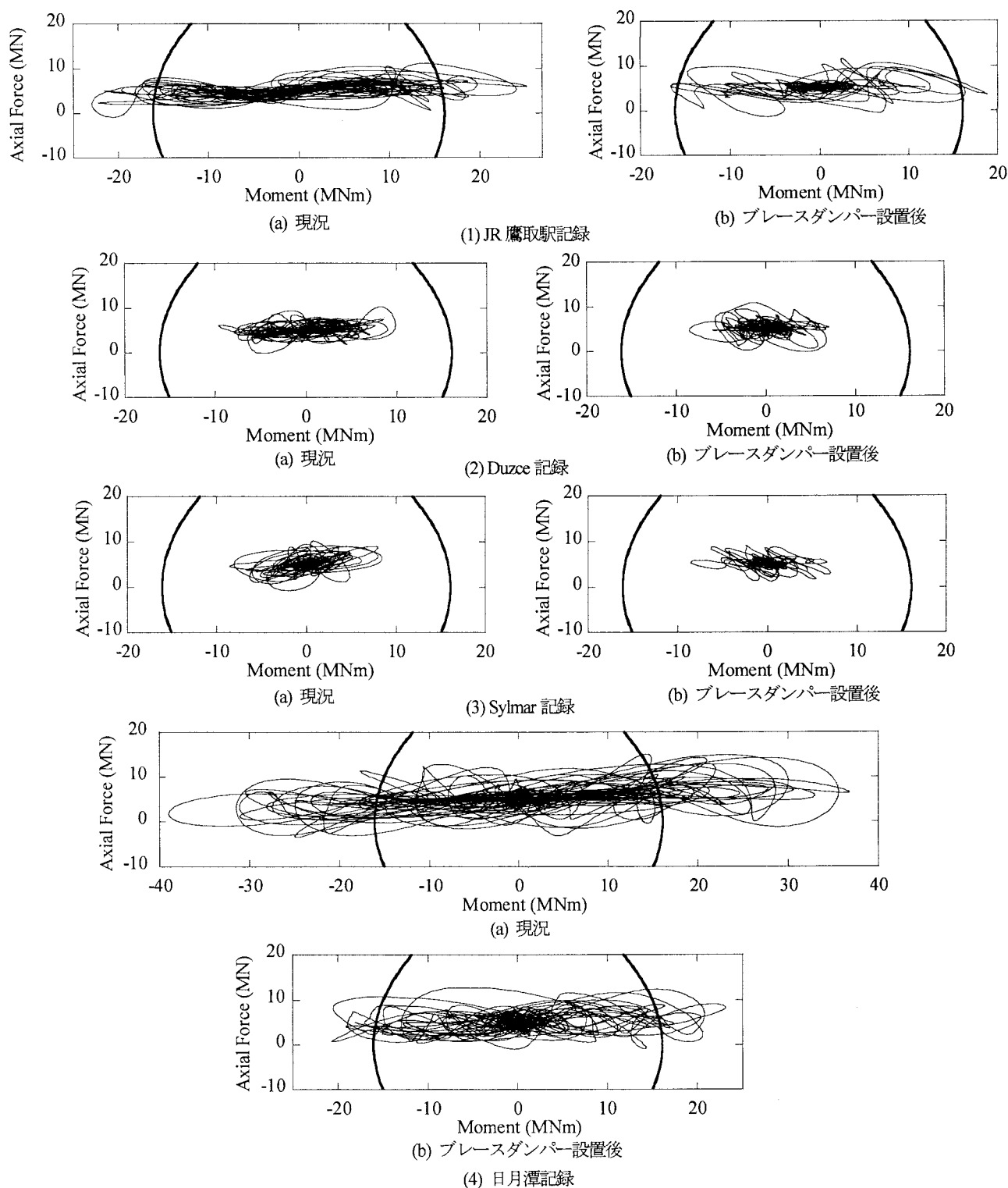


図-15 アーチリブ左端点の軸力-曲げモーメント関係 (橋軸+上下方向入力)

れによれば、ブレースダンパー1-1 では塑性部材に最大2.35%のひずみが生じている。

図-13 は JMA 神戸地震動を橋軸方向および上下方向に作用させた場合のアーチリブに生じる最大応答軸力と曲げモーメントを示した結果である。比較のためにブレースダンパーを設置しない場合の結果も示している。ブレースダンパー1を設置することにより、アーチリブの全断面にわたって曲げモーメントは減少する。ブレースダンパーを

設置することにより、軸力についてもアーチリブの左端では減少するが、右端ではそれほど変化はない。この結果、アーチリブの軸力と曲げモーメントのインターアクションを求めると、図-14 のようになる。図-7 に示したように、現況ではアーチリブに塑性ヒンジが形成されるが、ブレースダンパーを設置すると塑性ヒンジは生じない。したがって JMA 神戸地震動に対してこのブレースダンパーが耐震補強として有効である。

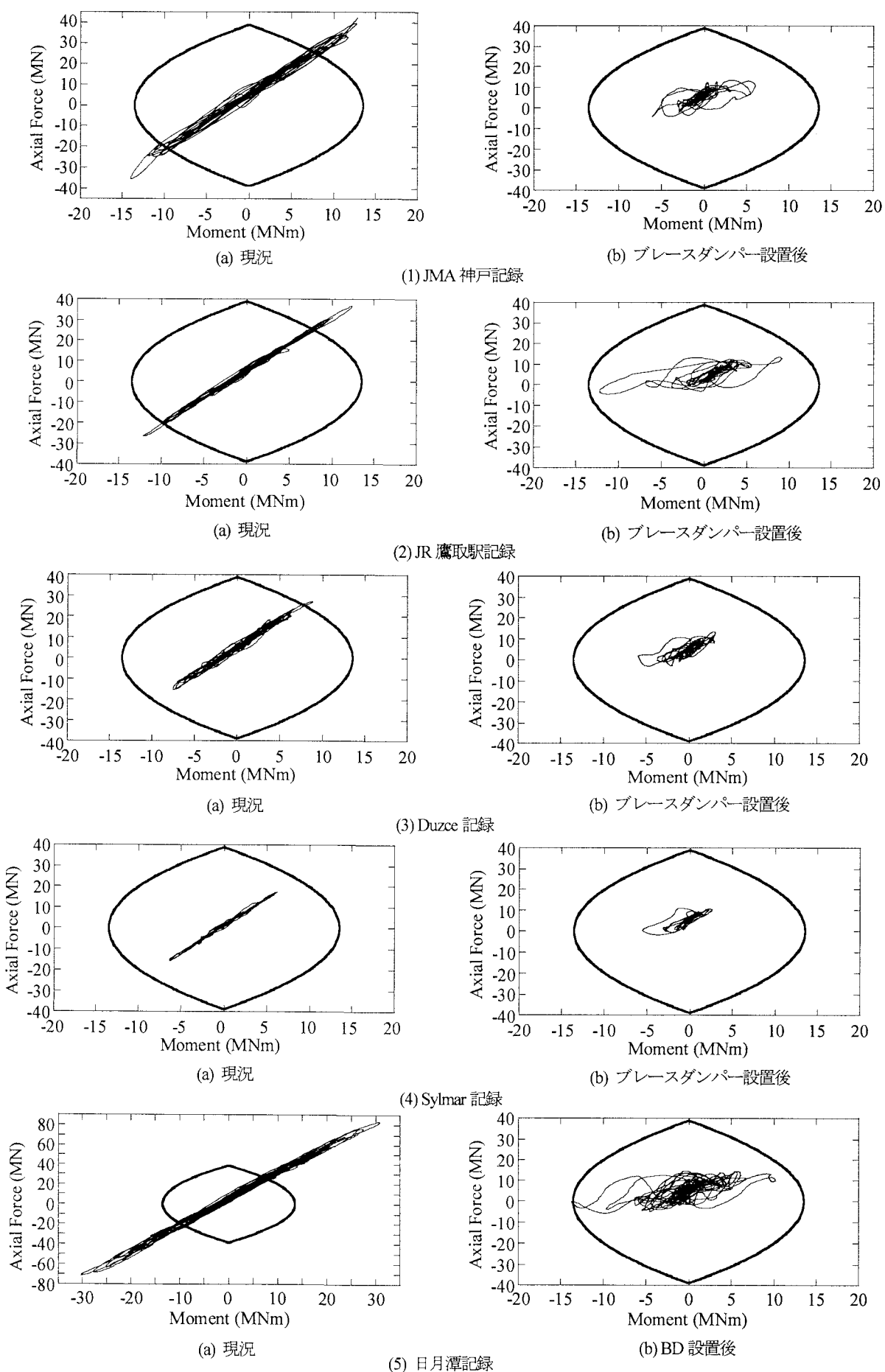


図-16 アーチリブ左端点の軸力-曲げモーメント関係 (橋軸直角+上下方向入力)

表-1 ブレースダンパーの最大応答ひずみ (%)

	ブレースダンパー1 (橋軸方向)	ブレースダンパー2 (橋軸直角方向)	ブレースダンパー3 (橋軸直角方向)
JMA 神戸	2.35	1.55	1.58
JR 鷹取駅	2.16	3.86	3.16
Duzce	1.16	1.19	1.48
Sylmar	0.80	1.16	1.43
日月潭	3.78	5.87	3.46

以上は JMA 神戸地震動を橋軸方向および上下方向に作用させた場合の解析であるが、同じ解析を橋軸直角方向および上下方向も含めて、他の 4 種類の地震動に対して行い、ブレースダンパーを設置することによってどの程度断面力の緩和効果があるかをアーチリブ左端部に対して示した結果が、図-15 (橋軸+上下方向)、図-16 (橋軸直角+上下方向)である。ここで曲げモーメントとしては、橋軸+上下方向入力した場合には橋軸直角軸まわりの、また、橋軸直角+上下方向入力した場合には上下軸まわりの曲げモーメントを示している。ここには、図-7 に示した、アーチリブが全塑性状態となるインターアクションカーブも示している。これによれば、入力地震動によって応答の低減度合いは異なるが、ブレースダンパーを用いることにより、アーチリブ端部の軸力および曲げモーメントはともに減少する。インターアクションカーブの内側に収まることを耐震補強の目的とするとすれば、ブレースダンパーを設置することにより、5 地震動のうち、橋軸方向には 3 地震動、橋軸直角方向には 4 地震動に対して、耐震補強の目的を達成することができる。

表-1 は塑性部材に生じた最大塑性ひずみを示した結果である。塑性部材の最大ひずみが 2.5%程度以内にあれば、ブレースダンパーは安定して履歴吸収できるとされており⁸⁾、JMA 鷹取駅記録、日月潭記録を除けばこの条件を満足している。

6. ブレースダンパーによる減衰定数の増加量の推定

ブレースダンパーがアーチ橋の地震応答の低減に効果があるのは、ブレースダンパーによるエネルギー吸収作用によるものである。このため、ブレースダンパーのエネルギー吸収に基づくアーチ橋としての減衰定数を評価することが重要である。構造系の一部にエネルギー吸収性能を有する場合、構造系としての減衰定数を求めるためにはいろいろな方法があるが、ここでは、1 次振動モードに対するアーチ橋の自由振動を数値解析により再現¹⁰⁾し、次式により対数減衰率 δ から減衰定数 h を求める。

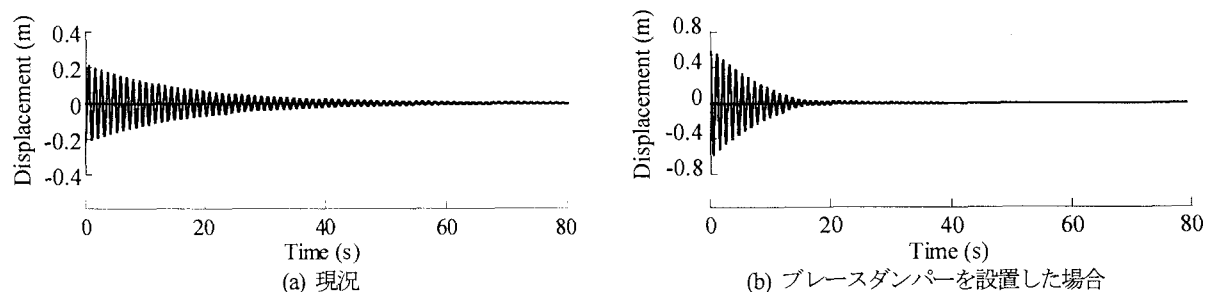
$$\delta = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}} = \ln \frac{u_m}{u_{m+1}} \quad (5)$$

ここで、 u_m は自由振動の m 番目のピーク応答変位である。

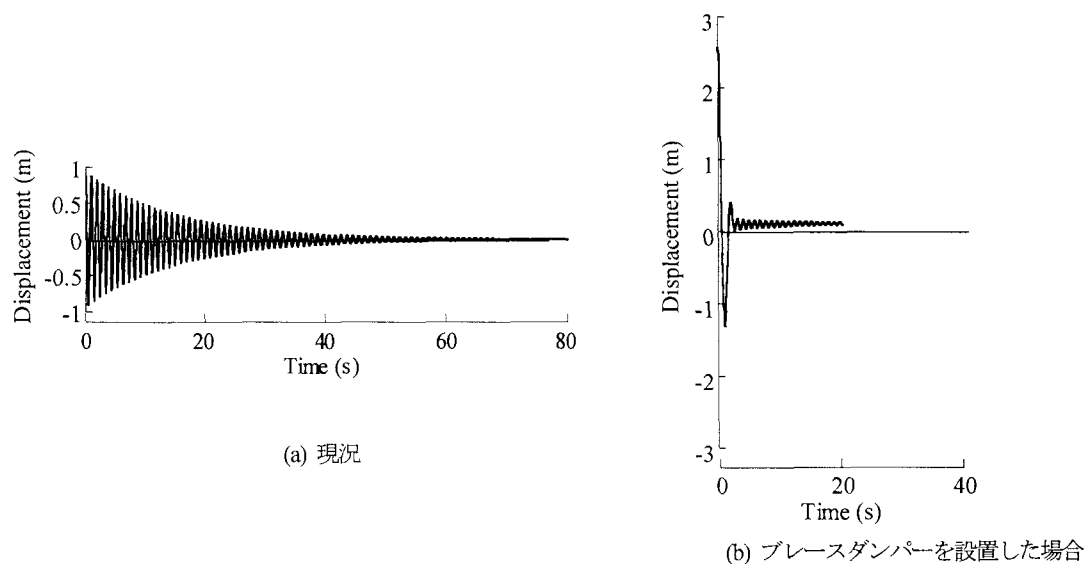
以上の方法によって求めたアーチ橋の 1 次振動モードに対する自由減衰振動を橋軸方向を例に示すと、図-17 のようになる。ブレースダンパーを設置しない場合は、式(5)による減衰定数 h は振幅依存性を有するため、ここでは桁中央点における応答変位 u_c (橋軸方向 u_{ca} 、橋軸直角方向 u_{cl}) を基準にして u_m を表している。橋軸直角方向では、減衰が大きく、また、ブレースダンパーが効き始める応答変位 u_{cl} が比較的大きいため、ここには初期変位を 2.5m として自由振動させた場合の結果を示している。

これから、式(5)によってアーチ橋の減衰定数 h を求めると、図-18 のようになる。ブレースダンパーを設置しない場合は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに減衰定数 h はどの振幅においてもほぼ 1% となる。これに対して、ブレースダンパーを設置した場合は、減衰定数 h は桁中央点の変位 u_c 依存性を有しており、 u_c が増大するとともに減少する。これは、履歴型減衰を等価減衰定数として表した場合の特徴である。橋軸方向には桁中央点の変位 u_{ca} が 50mm 程度以下と小さい場合には、減衰定数 h は小さくなるが、これはこの領域では、式(3)によるブレースダンパーの応答じん性率が 1 以下となり、エネルギー吸収が生じないためである。 $u_{ca} \approx 50\text{mm}$ の場合に減衰定数は最大値 0.06 となる。これに対して、橋軸直角方向には、応答減衰が著しく、減衰定数は $u_{cl}=1.41\text{m}$ の場合は $h=0.4$ 、 $u_{cl}=0.3\text{m}$ の場合には $h=0.2$ と極めて大きい。これは、図-9 に示したように、橋軸直角方向には多数のブレースダンパーを設置したためである。自由振動の回数が少ないため、自由振動させる初期変位をいろいろ変化させた結果を図-18 に示している。これによれば、桁中央点変位 u_{cl} が 0.8m~2m 程度の時に減衰定数は最大となる。

いま、アーチ橋の地震応答を基本固有周期 T を有する 1 自由度系に近似できるとすれば、アーチ橋の地震応答は加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ から推定可能である。桁中央点の変位が u_c の場合に現況のアーチ橋が有する減衰定数を $h_0(u_c)$ 、ブレースダンパーを設置した場合の減衰定



(1) 橋軸方向



(2) 橋軸直角方向

図-17 自由振動解析における桁中央点の応答変位

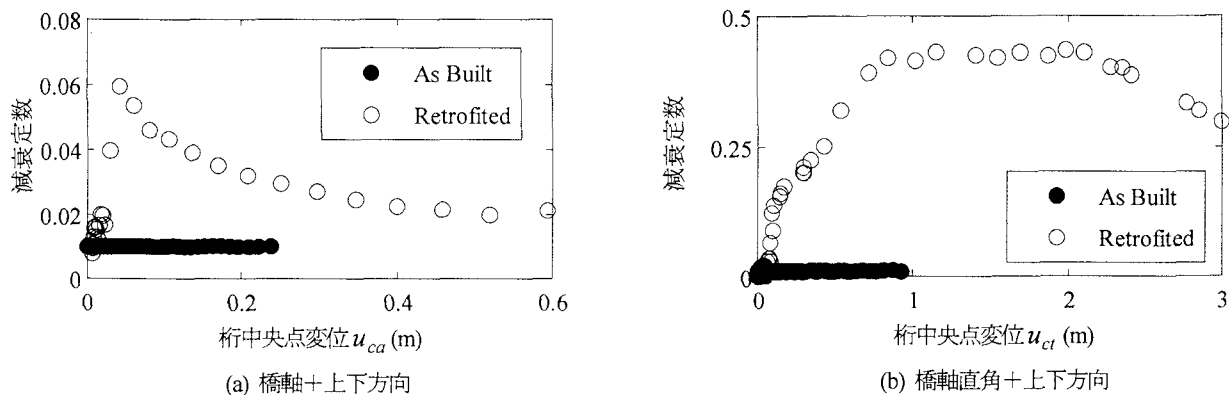


図-18 アーチ橋の減衰定数

数を $h_r(u_c)$ とすれば、ブレースダンパーを設置することによる加速度応答の低減率 $\tilde{r}$ は、

$$\tilde{r} = \frac{S_A(T_r, h_r(u_c))}{S_A(T_0, h_0(u_c))} \quad (6)$$

ここで、 T_0 、 T_r はそれぞれ現況およびブレースダンパーで耐震補強した場合のアーチ橋の基本固有周期である。

減衰定数補正係数 $c_D(h)$ は減衰定数 0.05 の場合の加速度応答スペクトルに対する減衰定数 h の場合の加速度応

答スペクトルとして定義されており、固有周期依存性を考慮しない場合は、近似的に次式で与えられる¹¹⁾。

$$c_D(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad (7)$$

式(7)を式(6)に代入すると、

$$\tilde{r} = \frac{c_D(h_r(u_c))}{c_D(h_0(u_c))} \quad (8)$$

図-18 に示したアーチ橋の減衰定数 $h(u_c)$ を用いて式(8)

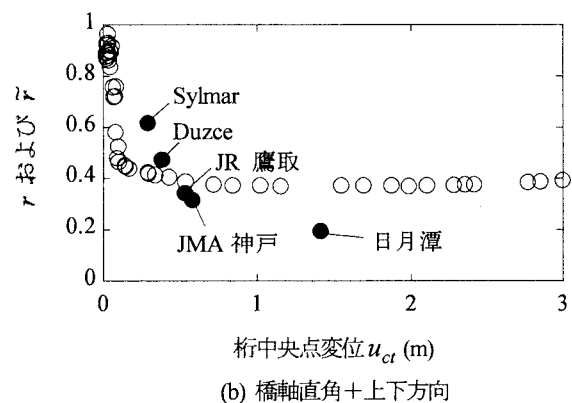
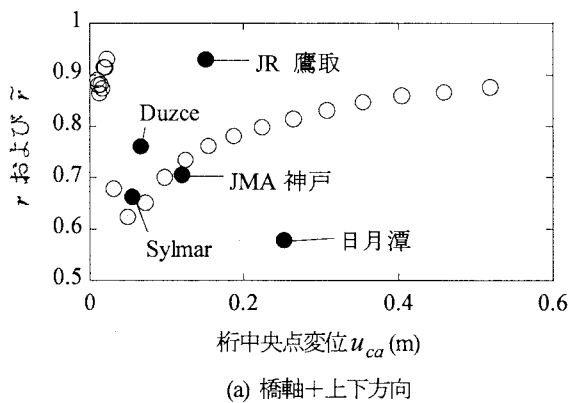


図-19 加速度応答の低減率

によりブレースダンパーを設置することによる加速度応答の低減率 $\tilde{r}$ を求めると、図-19 のようになる。ここでは、後述する動的解析から求めた低減率 r も比較のために示している。上述したように、橋軸方向には桁中央点の変位 u_{ca} が50mm程度以下と小さい場合には、ブレースダンパーが塑性化しないため u_{ca} が小さいほど $\tilde{r}$ は1に近づく。反対に、 u_{ca} が50mm程度以上では、 u_{ca} が大きくなるにつれて $\tilde{r}$ は増加し、やがて1に漸近する。これは、図-18に示したように、 u_{ca} が50mmよりも大きい領域では u_{ca} が大きくなるに従って、減衰定数が単調に減少するためである。同様に、橋軸直角方向にも、桁中央点変位 $u_{ct}=0.8\text{m}\sim 2\text{m}$ の範囲では $\tilde{r}$ は約0.4と小さく、これよりも u_{ct} が小さい範囲では、 u_{ct} の減少とともに $\tilde{r}$ は1.0に近づく。反対に、 $u_{ct}=0.8\text{m}\sim 2\text{m}$ の範囲よりも大きい領域では、 u_{ct} が大きい範囲では、 u_{ct} の増加とともに減衰定数は単調に減少する。このため、図-19でははっきり示されていないが、 u_{ct} の増加とともに $\tilde{r}$ は1.0に近似する。

一方、前述した非線形動的解析から求めた現況の場合とブレースダンパーを設置した場合の桁中央点における橋軸方向の加速度応答を、それぞれ a_0^C 、 a_{DB}^C とすれば、ブレースダンパーを設置することによる橋軸方向の加速度応答の低減率 r を次式のように定義できる。

$$r = \frac{a_{DB}^C}{a_0^C} \quad (9)$$

式(9)から求めたブレースダンパーを設置することによる加速度応答の低減率 r も図-19に示している。これによれば、式(8)によって与えられるブレースダンパーを設置することによる加速度応答の低減率 $\tilde{r}$ は式(9)によって与えられる動的解析から求めた低減率 r をある程度の精度で表すことができる。これは、アーチ橋の基本固有振動モードに対する減衰定数 h が推測できれば、ブレースダンパーを設置することによる加速度応答の低減率 r をある程度の精度で推定可能であることを示している。このためには式(6)の h_0 と h_r を推定することが求められる。本文では検

討していないが、 h_0 や h_r の推定にはひずみエネルギー比例減衰法の適用が考えられる。ただし、橋軸方向の場合にはJR 鷹取記録や日月潭記録を橋軸+上下方向に入力した場合のように、式(8)による低減率 $\tilde{r}$ が式(9)による低減率 r と大きく異なる場合もある。これは、橋軸直角方向に比較して橋軸方向では、1自由度系によるアーチ橋の応答の近似が十分ではない場合があるためであり、この場合には式(8)の適用はできない。

7. 結論

ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の耐震補強効果を検討するために、ここではアーチスパン99mの上路式鋼製アーチ橋を取り上げ、動的解析を行った。また、ブレースダンパーのような履歴系減衰の応答低減効果を検討した。本解析の結果得られた結論は以下の通りである。

- 1) ブレースダンパーの設置は鋼製アーチ橋の地震応答の低減に効果がある。これは、ブレースダンパーによるエネルギー吸収効果によるものである。アーチリブ端点の断面力に着目すると、いくつかの地震動に対して全塑性状態に至らないようにすることができる。
- 2) アーチ橋の1次振動モードに対する減衰定数を推定できれば、ブレースダンパーを設置することによる加速度応答の低減率 r をある程度の精度で推定することができる。ただし、橋軸方向に対してはアーチ橋を1自由度系としてモデル化するには限度があり、式(8)の適用は限度を受ける。

謝辞

本解析に用いたアーチ橋のデータは、三菱重工業(株)広島製作所に提供していただいた。井上幸一氏、田島啓司氏等、御協力いただいた皆様に厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 榊原泰造, 川島一彦, 庄司学: 動的解析に基づく上路式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討, 構造工

学論文集, Vol. 45A, pp. 935-946, 1999.

- 2) 堀淳一, 川島一彦: 軸力変動がRCアーチ橋の地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, 724/I-62, pp. 69-81, 2003.
- 3) 森拓也, 武村浩志, 幸左賢二, 松田宏, 永井篤: コンクリートアーチ橋の非線形動的解析, 第1回地震時保有耐力法の基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 245-248, 1998.
- 4) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野宏一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No. 731/I-63, pp. 31-49, 2003.
- 5) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹: 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 531-542, 2003.
- 6) 金治英貞, 北沢正彦, 鈴木直人: 長大ゲルバートラス橋の耐震補強に関する地震応答解析と損傷制御設計, 土木学会既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム, pp. 107-114, 2002.
- 7) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中出収: 軸力降伏型鋼製ダンパーを適用した橋脚の耐震性向上法, 第5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論文集, pp. 43-50, 2002.
- 8) 森下邦宏, 井上幸一, 川島一彦, 阿比留久徳, 平井潤, 本田誠: ダンパーブレースを組み込んだ上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験, 土木学会論文集, No. 766/I-68, pp. 277-290, 2004.
- 9) 本田誠, 森下邦宏, 井上幸一, 平井潤, 阿比留久徳, 履歴型制震デバイス組込み構造の耐震性向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 50A, pp. 539-550, 2004.
- 10) Kawashima, K. and Unjoh, S.: Damping characteristics of cable-stayed bridges with energy dissipation at movable supports, Structural Engineering and Earthquake Engineering, Proc. JSCE, pp. 123-130, 1989.
- 11) 川島一彦, 相沢興: 減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法, 土木学会論文集, 344/I-1, pp. 351-355, 1984.

(2004年9月17日受付)