

制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上 — 橋軸直角方向地震動に対する検討 —

宇佐美 勉¹・葛 漢彬²・日沖 堅治³・路 志浩⁴・河野 豪⁵

¹フェロー D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻
(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 博士(工学) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻(同上)

³正会員 三菱重工業株式会社 高砂製作所プラント建設部土木建築課(〒676-8686 高砂市荒井町新浜 2-1-1)

⁴名古屋大学大学院博士課程後期課程工学研究科社会基盤工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

⁵正会員 修士(工学) 中央コンサルタンツ株式会社 名古屋支店 (〒451-0042 名古屋市西区那古野二丁目)

本研究は、軸力降伏型である座屈拘束ブレース (BRB) による上路式鋼アーチ橋の耐震性向上策について検討したものである。BRB は、鋼ブレース材をモルタル充填の鋼管などの拘束材で覆い、圧縮時の座屈を防止した制震ダンパーである。土木鋼構造物に適した BRB の性能に関する解析および実験的研究は著者らによって行われ、その復元力特性も提案されている。本論文では、それらの成果を踏まえ、上路式鋼アーチ橋の対傾構ならび下横構に BRB を設置することにより、大地震時に主構造に発生する変形と力 (変位、ひずみ、支承反力等) をあるレベルまで減少させ、耐震性能の向上を図ることができることを複合非線形動的解析 (幾何学的非線形と材料非線形を同時に考慮した動的解析) によって明らかにしている。

Key Words : seismic performance upgrading, seismic retrofit, buckling-restrained brace, time-history analysis, steel arch bridge, level 2 earthquakes

1. 緒言

アーチ橋はアーチ部材の軸圧縮力によって構造系を支持する形式の橋梁であり、地盤状態の良好な山岳地において採用されることが多い。鋼アーチ橋の大地震に対する安全性に関する研究は、近年、数多く行われるようになってきた^{1)~9)}。これらの研究により、レベル 1 地震動により 1 次設計された鋼アーチ橋は、レベル 2 地震動に対する安全性が確保できない場合が少なくないことが明らかにされ、何らかの耐震性向上策の研究開発が望まれている。

鋼構造物の耐震性を向上させる方策には、一般に、a) 構造的な耐震性向上策、および b) 制震装置の設置による耐震性向上策がある¹⁰⁾。a) の方策は、従来から採られてきた耐震構造の考えで、変形能の小さい主構造部材の力学的パラメータの変更 (例えば、板厚を増して幅厚比を小さくする、補剛材を増して幅厚比を小さくする、コンクリートを部分充填する) または構造形態の変更 (例えば、支承をヒンジから固定に変更する、支柱をトラス構造からラーメン構造にする) によって構造物全体の耐震性能を向上させる方法である。一方、b) の向上策では、地震時に大きな損傷を起こさせる部材を、地震後に取替えた

は補修が容易にできる 2 次部材 (例えば横構、対傾構など)、あるいはエネルギー吸収・消散のために特別に開発されたデバイス (制震ダンパー) に限定し、それ以外の部材をほぼ弾性域に収める方法である。このような、いわゆる「制震構造」は、主構造の損傷がほとんどないことから、地震後の残留変形が小さくなり、かつ損傷部位が特定されるため補修が容易であるなど、a) の方策に比べ地震後の使用性に関して有利な点が多い。このような点に着目し、建築分野では以前から精力的に研究が行われており、多くの施工例が既に存在する^{11), 12)}。一方、土木分野では、研究は限られているが、制震ダンパーをラーメン橋、アーチ橋、トラス橋、および吊橋などへ適用し、耐震性能向上に一定の効果があることが実証されつつある^{13)~16)}。

大地震に対する制震ダンパーとして履歴型ダンパーが、経済性、信頼性、耐久性などの点で適する¹⁰⁾。履歴型ダンパーは、鋼材等の繰返し塑性変形によって外力エネルギーの吸収・消散を図るダンパーであり、降伏形態によって軸力降伏型、せん断降伏型、および曲げ降伏型がある。本研究は、軸力降伏型である座屈拘束ブレース^{10), 11)} (Buckling-Restrained Brace, 以降 BRB と略称する) による上路式鋼アーチ橋の耐

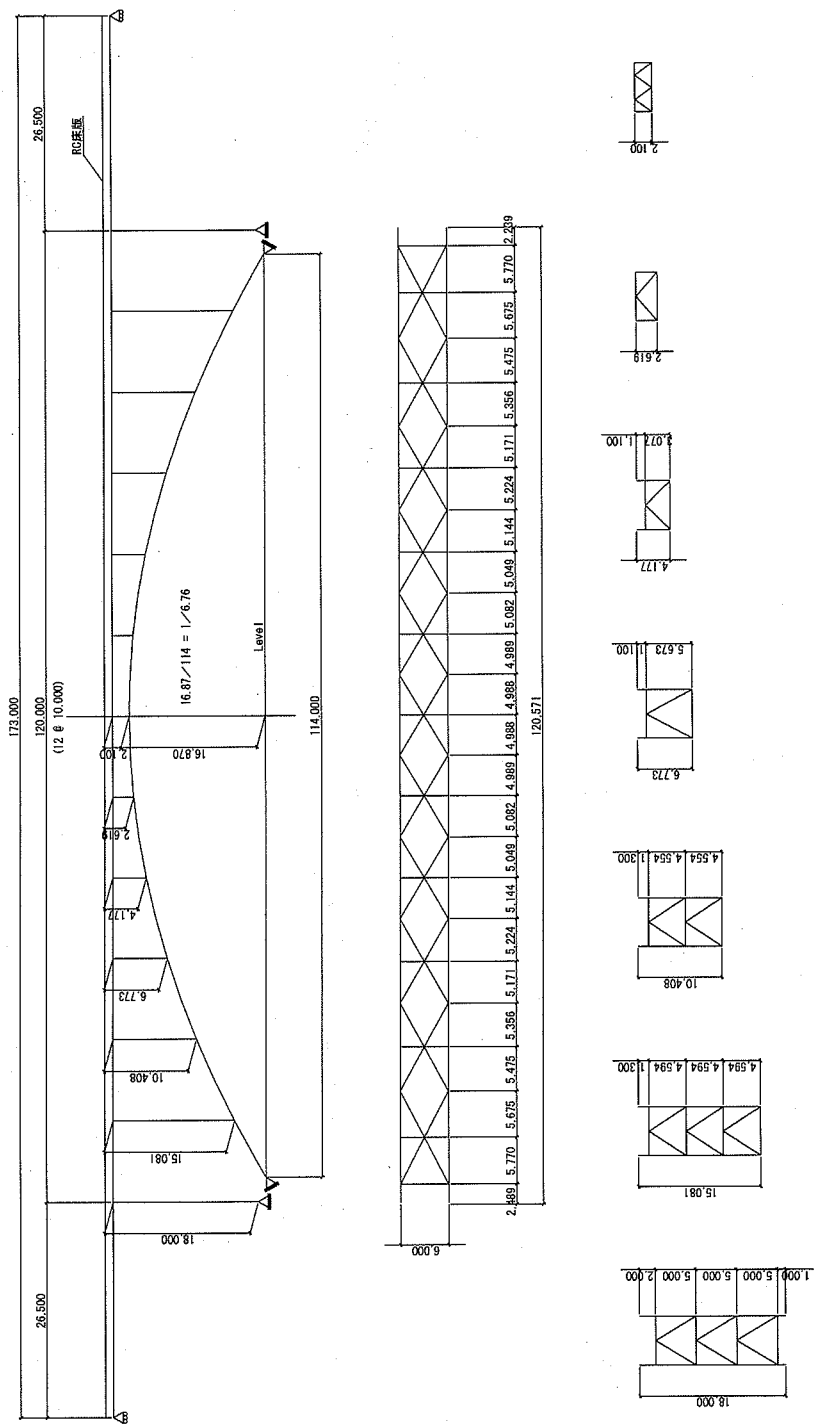
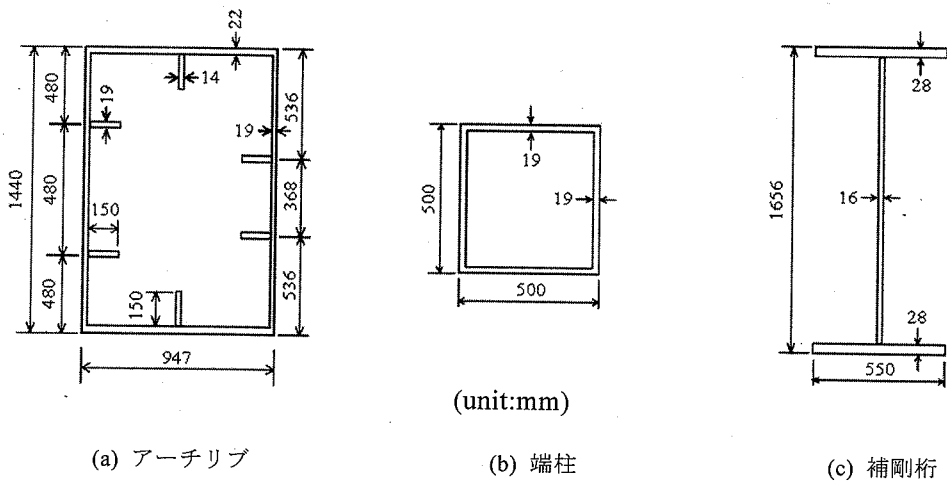


図-1 解析対象橋梁骨組寸法図

震性向上策について検討したものである。BRBは、鋼ブレス材をモルタル充填の鋼管などの拘束材で覆い、圧縮時の座屈を防止したブレス材である。そのことにより、圧縮時に引張りとはほぼ同一の復元

力特性を得ることができ、安定したエネルギー吸収が期待できると共に、設計が著しく容易になる。土木鋼構造物に適したBRBの性能に関する解析的および実験的研究は著者らによって行われ、その復元力



(unit:mm)

(a) アーチリブ

(b) 端柱

(c) 補剛桁

図-2 主要部材の断面図

特性も提案されている^{11,17,18)}。本論文では、それらの成果を踏まえ、上路式鋼アーチ橋の対傾構ならび下横構にBRBを設置することにより、橋軸直角方向に作用するレベル2地震動に対して主構造に発生する変形と力(変位, ひずみ, 支承反力等)をあるレベルまで減少させ、耐震性能(安全性と使用性)の向上を図ることが出来ることを、幾何学的非線形性と材料非線形性を同時に考慮した複合非線形動的解析によって明らかにする。

2. 解析モデル

(1) 対象アーチ橋および解析モデルの概要

対象のアーチ橋は、文献1)でベンチマークとして用いられているもので、橋長173m、アーチ支間長114m、アーチライズ16.87m、スパン・ライズ比1/6.76の2ヒンジ上路式RC床版の鋼アーチ橋である(図-1, 図-2)。本橋は、平成8年12月に改訂された道路橋示方書²⁰⁾によりI種地盤用に設計された橋梁を、橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれに対し、対称構造になるよう、修正したものである。このモデルを本研究では「基本モデル」と称する。

基本モデルとモデル化の詳細は文献1)に記述されているが、ここではその要点のみを述べる。

- 1) 解析モデルは図-3に示されているような3次元骨組モデルを使用した。上横構、下横構、端柱と鉛直柱の対傾構に3次元トラス要素を用い、その他の部材は全て3次元はり要素(Timoshenkoはり要素)を用いた。要素の分割数は、補剛桁に関しては、横桁の位置に節点を設け、全体で36要素とした。アーチリブは鉛直

材間を2要素で分割し全体で24要素とした。その他の、はりおよびトラス部材は全て、1部材に対して1要素を用いた。

- 2) 支承の条件は図-3と表-1に、部材の結合条件は図-4と表-2に示すとおりである。また、クラウン部には剛域を設けてモデル化を行った(図-5)。RC床版は補剛桁に(横桁の位置で)完全合成されているものとして図-6のようにモデル化した。剛性が非常に大きいダミー要素は、コンクリート床版要素を補剛桁要素からオフセット(0.97m)するために用いている。
- 3) 質量は集中質量とし、補剛桁、床版、アーチリブおよび鉛直柱の各要素の両端節点に、要素質量の1/2ずつをかけている。
- 4) 鋼材はアーチリブ、補剛桁、端柱、横構にSMA490(降伏応力は355MPa)、その他の部材にSMA400(降伏応力は235MPa)を用いた。鋼材の構成則は、図-7(a)に示すような、バイリニア型応力-ひずみ関係に移動硬化則(2次勾配は $E/100$ で、 $E=206\text{GPa}$)を用いた。コンクリート床版のコンクリートの構成則(図-7(b))は道路橋示方書²¹⁾で与えられている構成則を用いた。ここで、コンクリートの圧縮強度 f_c は設計強度 $\sigma_{ck}=30\text{MPa}$ の0.85倍としている。
- 5) 各断面内の積分点は、箱形断面(アーチリブ、端柱・鉛直柱の支柱など)についてはフランジ、ウェブにそれぞれ5点ずつ、計16点とした。I型断面(補剛桁、横桁、アーチリブ・端柱・鉛直柱の支材、横構、対傾構など)は、フランジ、ウェブにそれぞれ5点ずつ、計13点とした。
- 6) 解析コードには、構造解析用汎用プログラムABAQUS²²⁾を用い、積分法はHilber-Hughes-

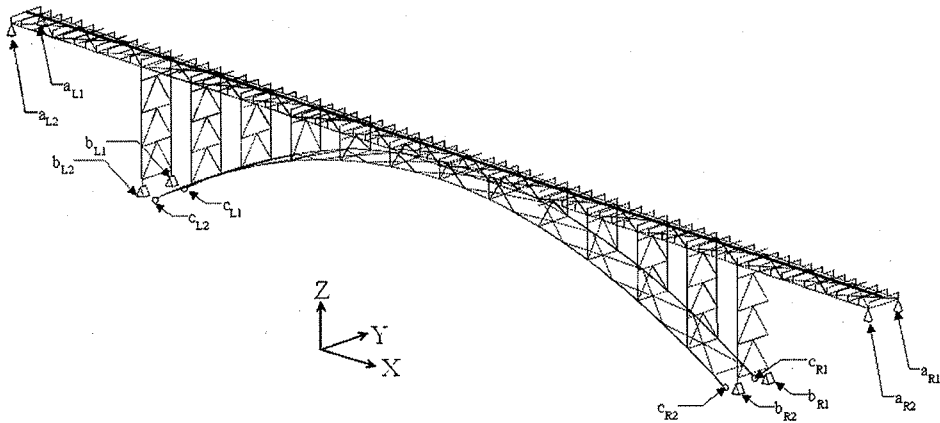
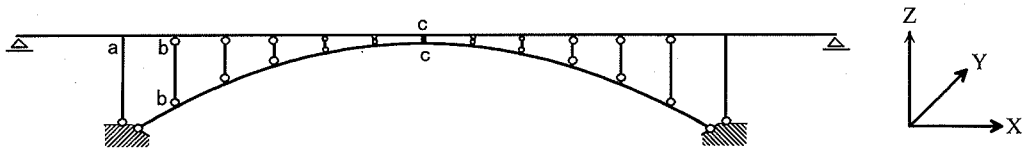


図-3 解析モデル

表-1 支承条件

図-3 に示す支承の記号	支承の種類	D_x	D_y	D_z	Θ_x	Θ_y	Θ_z
$a_{L1}, a_{L2}, a_{R1}, a_{R2}$	可動支承	Free	Fixed	Fixed	Free	Free	Free
$b_{L1}, b_{L2}, b_{R1}, b_{R2}$	ピン支承	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Free	Fixed
$c_{L1}, c_{L2}, c_{R1}, c_{R2}$	ピボット脊	Fixed	Fixed	Fixed	Free	Free	Free

注) : $a_{L1}, a_{L2}, a_{R1}, a_{R2}$ はゴム支承であるため, Θ_y, Θ_z の剛性を無視する.



(a : 剛結, b : ピン結合, c : 剛結)

図-4 結合条件

表-2 結合条件

	d_x	d_y	d_z	θ_x	θ_y	θ_z
a	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
b	Fixed	Fixed	Fixed	Free	Free	Free
c	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed

Taylor 法を使用した. この方法は, Newmark の β 法をもとにして, その性能と安定性の向上を図ったものである. 時間増分は, 最大値が 0.01 秒の自動時間増分で行った.

- 7) 解析は, 局部座屈を考えない, 複合非線形動的解析によった. これにより, 部材座屈の影響は解析の中で自動的に考慮され, 局部座屈の影響は後述の安全性照査で考慮されることになる.

- 8) 減衰は質量比例型減衰を用い, その係数は橋軸直角方向の有効質量比の最も大きな 2 次モードから定めた. また, 各部材に対して同じ減衰定数 $h=0.03$ を与えた.

(2) レベル 2 地震動に対する「基本モデル」の応答の概要

ここでは, まず, 道路橋示方書・レベル 2・II 種地

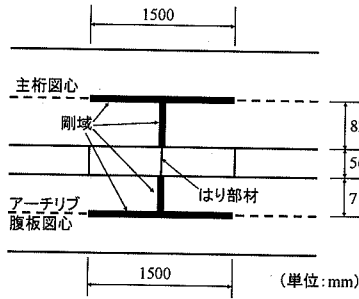
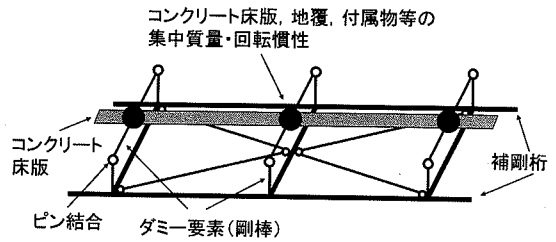
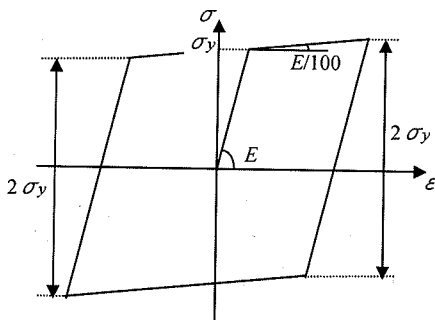


図-5 アーチクラウン部のモデル化

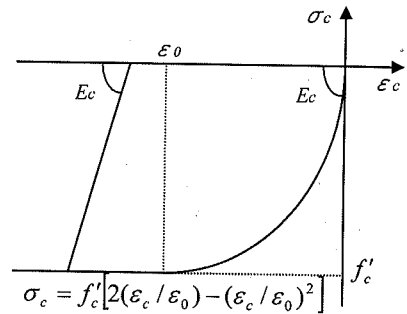


*ピン結合：橋軸直角水平軸回りの回転のみ拘束し，その他の軸回りは回転は自由

図-6 床版と補剛桁のモデル化

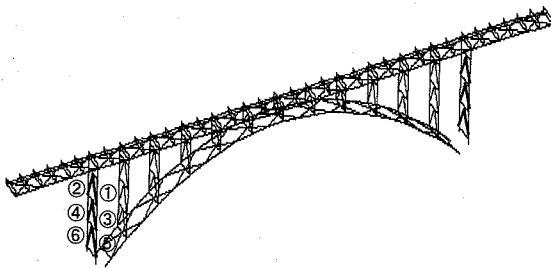


(a) 鋼材

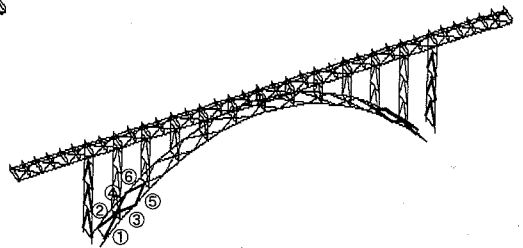


(b) コンクリート

図-7 構成則



(a) 端柱モデル



(b) 下横構・端柱モデル

図-8 座屈拘束プレースの設置箇所

盤用タイプ2地震動（JR鷹取駅スペクトル適合調整地震波，EW成分）²¹⁾に対する応答を詳しく述べ，他の地震動に対する応答については6.で触れる。

基本モデルに対し，橋軸方向にJR鷹取駅調整波・NS成分（JRT-NS-M）を入力した場合は補剛桁のみ僅かに塑性化した，橋軸直角方向にJR鷹取駅調整波・EW成分（JRT-EW-M）を入力した場合には端柱，アーチリブおよび下横構に塑性化を生じた。中でも，端柱は大きく塑性化し，耐震性能照査を満足しなかった。橋軸直角方向の地震動を受ける基本モデルの応答に関しては，図-10～図-14に，耐震性能向上

モデルの応答解析結果と共に示されている。

(3) BRBの設置による耐震性向上モデル

BRBを設置し，大きな塑性化を生じた橋軸直角方向地震動による応答の低減を試みる。まず，端柱に大きな塑性化が生じたことから，図-8(a)のように端柱の対傾構（図中の太線）にBRBを取り付けたモデル（以下，端柱モデルと称する）を考える。さらに，アーチリブ基部周辺のひずみを低減させるために，図-8(b)に示されるように，端柱の対傾構に加えて，アーチリブの下横構（図中の太線）にもBRBを設置

表-3 部材健全度 2 に対する照査方法^{1),23),24)}

基本性能	評価性能	照査部位	性能照査方法
構造 安全性	変形性能	全部材	$\varepsilon_a)_{\max} \leq \varepsilon_u$ (1)
	低サイクル 疲労	BRB	$CID = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pi} \leq 140\varepsilon_y$ (2)
地震後の 使用性	機能保持性 復旧性	アーチリブ 補剛桁 支柱	$\varepsilon_a)_{\max} \leq 2.0\varepsilon_y$ (3)

注) : $\varepsilon_a)_{\max}$ = 有効破壊長領域での圧縮フランジの平均応答軸ひずみの最大値; ε_u = 対応する限界値 (終局ひずみ) で、鋼部材は式(4), (5), BRB は $20.0\varepsilon_y$; CID = 累積塑性変形 (ひずみ); ε_{pi} = 塑性ひずみ

したモデル (以下、下横構・端柱モデル) についても検討する。端柱対傾構および下横構はいずれも二次部材であり、大地震後の損傷が大きい場合には取り替え可能な部材である。

(4) 耐震性能照査と限界値

アーチ橋の耐震性能照査は、評価指標に「ひずみ」を用いて、文献 1), 23), 24) で提案されている方法に従い、部材健全度 2 を確保するために、表-3 に示すように構造安全性と地震後の使用性の照査を行う。ただし、安全係数は全て 1.0 とする。表-3 における限界値 (終局ひずみ) ε_u は、鋼部材に対して次式で与えられる⁸⁾。

無補剛箱形断面

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20.0$$

$$0.2 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (4)$$

補剛箱形断面

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.7}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.18)^{1.3} (1 + N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N/N_y)} \leq 20.0$$

$$0.3 \leq R_f \leq 0.5, \quad \gamma/\gamma^* \geq 1.0, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (5)$$

ここで、 N = 軸圧縮力、 N_y = 降伏軸力であり、その他のパラメータは文献 1) を参照されたい。

BRB の安全性照査における限界値は、名古屋大学での性能実験の目標塑性率¹⁸⁾として用いられている $20.0\varepsilon_y$ を用いた¹⁹⁾。また、BRB の低サイクル疲労照査は、累積塑性変形²⁴⁾によって行うことにし、限界値はアメリカの SEAOC/AISC の勧告²⁵⁾を元に定めた。

3. 座屈拘束ブレースの設計と要求性能

座屈拘束ブレース (BRB) を新たに設置するアーチ

表-4 座屈拘束ブレースの断面積

		鋼材	降伏 応力 (MPa)	断面 積 (mm ²)	降伏 軸力 (kN)	
基本 モデル	端柱・対傾構	SMA490W	355	15,500	5,500	
	下横構			15,200	5,400	
端柱 モデル	端柱・対傾構	SS400	235	5,000	1,180	
端柱・下 横構 モデル	端柱・対傾構	SS400	235	5,000	1,180	
				①, ②	5,500	1,290
				③ ~ ⑥	10,000	2,360

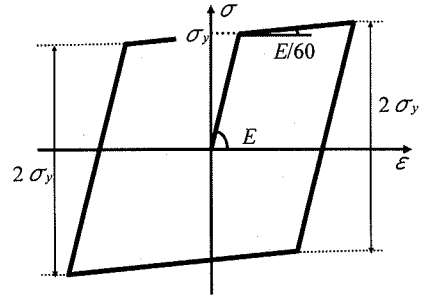


図-9 座屈拘束ブレースの構成則

橋は、1次設計 (許容応力度設計) を再度実施して BRB の断面を決定する必要がある。その際、BRB はレベル 2 地震動に対して確実に塑性化させるために、許容応力度に出来るだけ近くなるように断面を決定する。

1次設計では、まず、道路橋示方書のレベル 1 地震動²¹⁾を橋軸直角方向に入力して線形動的解析を実施して BRB の断面を決定し、ついで風荷重に対して照査を行った。その結果、本アーチ橋に対しては地震荷重が支配的であることが分かった。端柱対傾構または端柱対傾構とアーチリブ下横構に BRB を導入したアーチ橋における BRB の必要断面積、降伏軸力を、基本モデルのものとおわせて表-4 に示す。ただし、BRB の鋼種は SS400 としている。ブレース材の断面積は、基本モデルの 1/3~2/3 に減少していることが分かる。これは、座屈を考慮する必要がなくなったからである。例えば、端柱対傾構の BRB の必要断面積は、5000 mm² であるので、20 mm x 250 mm 程度の平鋼で対応可能になってくる。構成則は、SS400 の平鋼を用いて名古屋大学で行った実験及び解析から得られた図-9 に示すバイリニア型移動硬化則 (降伏後の 2 次勾配を 1 次勾配の 1/60 とする) を用いる¹⁸⁾。

4. 「端柱モデル」の解析結果

(1) 固有値解析結果

まず、基本モデルと端柱モデルとの振動特性の差異を調べるため、固有値解析を行った。結果を表-5に示す。比較のため、基本モデルの結果も括弧内に

表-5 耐震性向上モデルの固有値解析結果

モード次数	固有周期 T (sec)		変形モード
	端柱モデル	下横構・端柱モデル	
1次モード	1.315 (1.315)	1.315 (1.315)	橋軸逆対称1次
2次モード	1.085 (1.018)	1.130 (1.018)	橋直対称1次
3次モード	0.608 (0.608)	0.608 (0.608)	橋軸対称1次
4次モード	0.543 (0.499)	0.552 (0.499)	橋直逆対称1次
5次モード	0.392 (0.392)	0.393 (0.392)	橋軸逆対称2次
6次モード	0.377 (0.377)	0.378 (0.377)	橋軸対称2次
7次モード	0.326 (0.310)	0.327 (0.310)	橋直対称2次
8次モード	0.289 (0.289)	0.289 (0.289)	鉛直逆対称1次
9次モード	0.288 (0.288)	0.288 (0.288)	鉛直対称1次
10次モード	0.278 (0.278)	0.278 (0.278)	鉛直対称2次

注) : () は基本モデルの結果

示す。両者を比べると、変形状態に応じたモード次数は変わらないが、橋軸方向の固有周期は同じであったものの、橋軸直角方向に振動している2次モードの固有周期が1.017秒から1.085秒、4次モードが0.499秒から0.543秒と固有周期が長周期化している。これは、端柱対傾構をBRBに取り替えたことにより、アーチ橋の橋軸直角方向の剛性が低くなり、アーチ橋全体が橋軸直角方向に半波のモード(2次モード)で変形しやすくなったためである。また、ここでは示していないが、有効質量比の占める割合は2次モードが73.6%から85.3%と大きく変化し、橋軸直角方向の卓越モード(2次モード)がより卓越する結果となっている。

(2) 主構造の地震応答解析結果

端柱対傾構をBRBに付け替えたアーチ橋の地震応答解析を基本モデルと同様な解析条件で行った。以下に応答変位と軸力変動を示す。変位着目点はアーチ橋中央部(クラウン部)の水平変位と鉛直変位で、それらの結果をそれぞれ図-10、図-11の(b)図に示す。比較のため、基本モデルの結果は、同図(a)に、

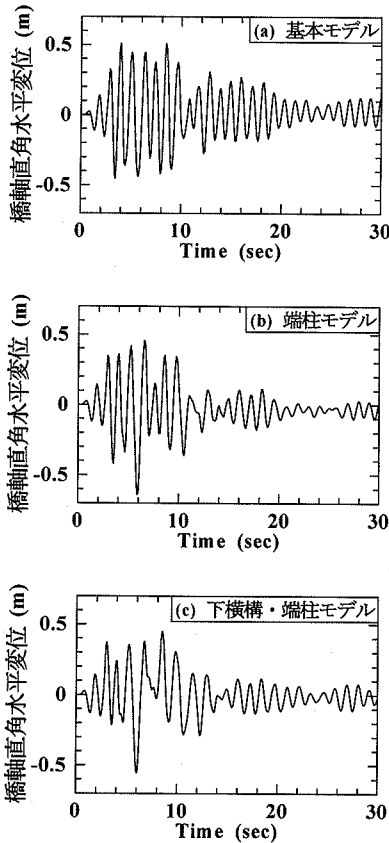


図-10 補剛桁中央部の水平変位

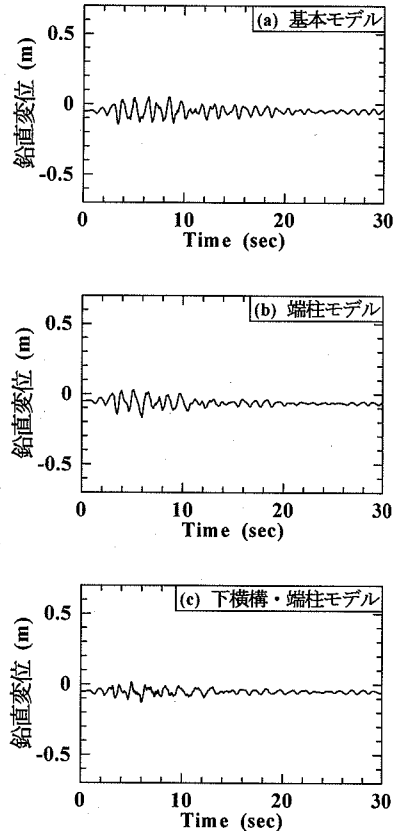


図-11 補剛桁中央部の鉛直変位

次節で述べる下横構・端柱モデルの結果は図(c)に示してある。基本モデルでは最大水平変位は約 50cm であったことに対して、このモデルでは水平変位は一般的に少し小さくなっているが、一箇所だけ 60cm 以上の大きな振幅を示しており、その結果最大応答変位は変更モデルの方が大きくなっている。一方、鉛直方向の振動はほとんど変わらず小さな振幅である。

次に、端柱基部とアーチリブ基部の軸力変動を基本モデルと下横構・端柱モデルの場合とともに図-12、図-13 に示す。端柱基部は基本モデルで降伏軸力程度の応答軸力が発生していたのに対して、このモデルでは最大値で約 $0.5N_y$ とかなり小さく抑えられている。一方、アーチリブ基部は、最大軸力は約 $0.85 N_y$ とほとんど違いは見られないが、断続的に何度も生じていた回数が 2 回と少なくなっている。

続いて、塑性化した部材箇所を図-14 に示す。同図には、降伏ひずみで無次元化されたひずみ応答の最大値も括弧内に記されている。基本モデルに比べ、塑性化箇所はほぼ変わらないが、ブレース材と下横構、鉛直材横支材の部分が増えている。一方、端柱基部 P2 側の最大ひずみは基本モデルで約 $29 \epsilon_y$ だけ

発生していたが、端柱モデルでは最大ひずみが P1 側で生じており、約 $3 \epsilon_y$ と非常に小さな応答となっている。これに対して、アーチリブと下横構の最大応答ひずみは水平変位が大きく現れたことから、いずれも約 $4.5 \epsilon_y$ と大きくなっている。これは、BRB に取り替えたことで端柱の剛性がかなり低くなったことから、アーチリブとその下横構が代わって地震力を多く受け持つようになったためと考えられる。

(3) 主構造の耐震性能照査

ここではクリティカルとなった端柱基部とアーチリブのひずみ応答による耐震性能照査を行う¹⁾。端柱基部（無補剛正方形箱形断面）とアーチリブ（補剛正方形箱形断面）の終局ひずみは、それぞれ式(4)、(5)で与えられている。

図-15(b)に応答ひずみと終局ひずみの比較を示す。図-15 からわかるように、基本モデルでは端柱基部 P1 が非常に早い段階で終局に達していたが、端柱の対傾構を BRB に取り替えた端柱モデルにおいては、応答ひずみは終局ひずみに達することはなくなり、安全性が確保されたと判定される。

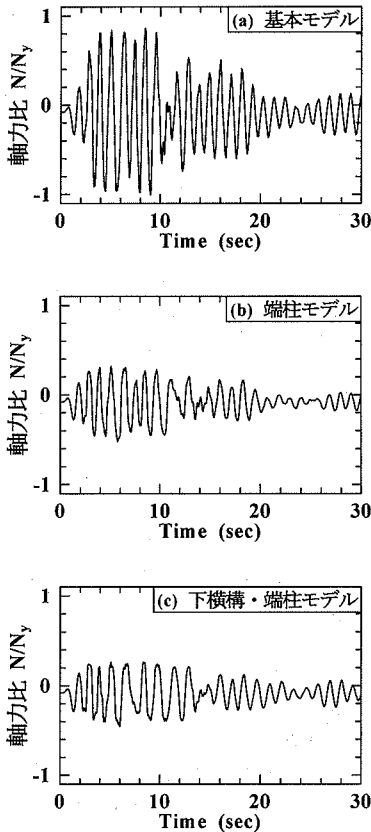


図-12 端柱基部の軸力変動

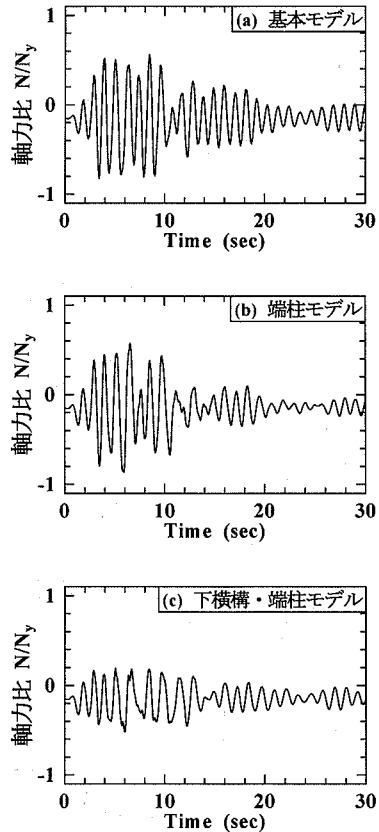
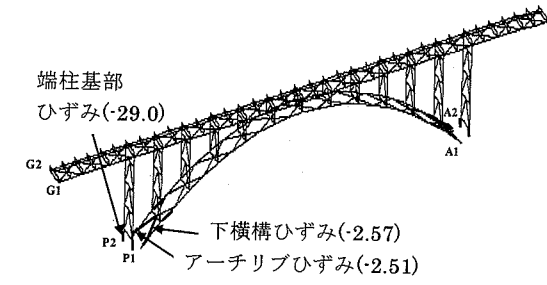
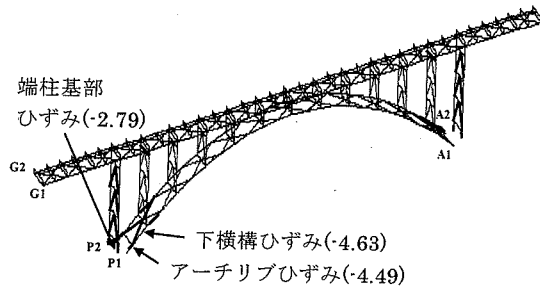


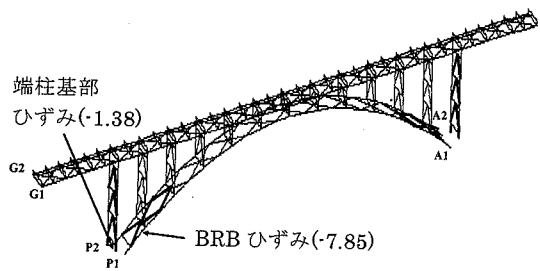
図-13 アーチリブ基部の軸力変動



(a) 基本モデル



(b) 端柱モデル



(c) 下横構・端柱モデル

図-14 塑性化部材

アーチリブの照査結果をみると、基本モデルでは応答ひずみが終局ひずみに比べ非常に小さく、大きな「余裕」があったが、端柱モデルでは応答ひずみが終局ひずみに達してしまった。これは、先述したように、BRB を取り替えた端柱の剛性が低くなったためにアーチリブの塑性化が進んだからである。アーチリブは上部構造の一種であるので、構造安全性に加え、表-3 の式(2)の地震後の使用性の照査を満足する必要がある。所が、アーチリブに発生する最大応答圧縮ひずみは $4.5 \epsilon_y$ 程度であり、地震後の使用性照査を満足しないことが分かる。

(4) 座屈拘束ブレースの応答値と耐震性能照査

図-15 は図-8(a)の番号を付けている部分に設置した BRB の応答力-ひずみ曲線を示している。すべてのブレース材で $5 \epsilon_y \sim 6 \epsilon_y$ 程度のひずみが生じているが、前述の BRB の限界値 ($20 \epsilon_y$) 以内であり、

BRB の安全性照査は満足している。ただし、BRB を取り付けるために、BRB 端部に剛な接合部が必要で、この部分の伸びを無視し、その長さを部材長の半分とすると、BRB に発生するひずみは、計算値のほぼ倍になる。そのことを考えても、BRB は安全である。個々のブレースに着目すると、この構造は上部 (①, ②)、中部 (③, ④) のブレース材の応答値に比べ、下部 (⑤, ⑥) のブレースの応答値が小さくなっている。

また、表-6 には BRB の累積塑性率 (累積塑性変形を ϵ_y で除した量) が示されている。前述のようにこれらの値を2倍しても、限界値 ($140 \epsilon_y$) 以内にあり、低サイクル疲労照査を満足している。

5. 「下横構・端柱モデル」の解析結果

前節では端柱対傾構に BRB を用いることにより、端柱の損傷を軽減させることができたが、アーチリブの損傷は逆に大きくなり、地震後の使用性照査を満足しなかった。そこで、アーチリブの損傷を軽減させるため、端柱対傾構に加え、下横構にも BRB を用いた「下横構・端柱モデル」について検討を行った。

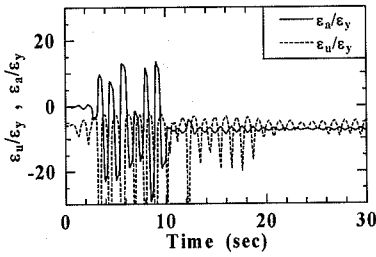
(1) 固有値解析の結果

下横構・端柱モデルの固有値解析を行った。結果を表-5 に示す。端柱モデルの固有周期と比べると、モード次数は変わらず、有効質量比はほとんど変化しなかった。しかし、橋軸直角方向に振動しているモードの固有周期が少し大きくなっている。2次モードで 1.085 秒から 1.130 秒と約 0.05 秒近く大きくなり、4次モードも 0.499 秒から 0.552 秒と 0.05 秒ほど長周期化している。これは基本モデルと端柱モデルとの差よりも変化が大きい。このことから、端柱対傾構を BRB に付け替えることに比べ、下横構にも BRB を付け替えた方が、橋軸直角方向の振動特性に与える影響は大きいことがわかる。

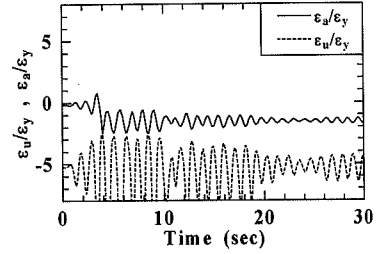
(2) 主構造の地震応答解析結果

図-10(c)、図-11(c)にそれぞれ桁中央部の水平変位時刻歴、鉛直変位時刻歴を示す。図-10(c)の水平変位では、振幅の大きさは双方ともほぼ同じ大きさとなっており、最大変位は端柱モデルよりも下横構・端柱モデルのほうが少し小さいがほぼ同じ値を示している。鉛直変位も水平変位同様下横構・端柱モデルのほうが振幅は少し小さくなっている。

図-12(c)、図-13(c)にそれぞれ端柱基部、アーチリブ基部の軸力変動を示す。まず、図-12(c)の端柱基部の軸力は、端柱モデル、下横構・端柱モデルと

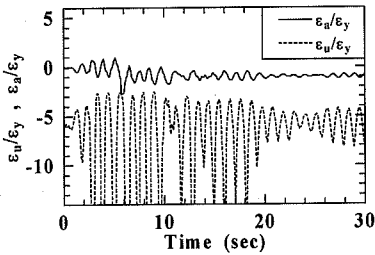


端柱基部 P2 側の照査

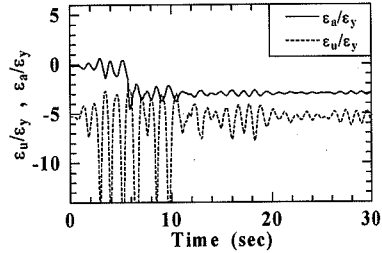


アーチリブ A2 側の照査

(a) 基本モデル

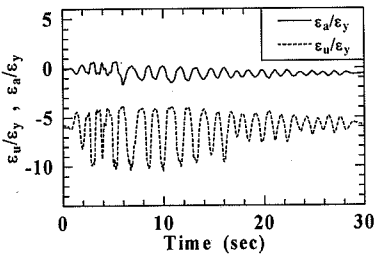


端柱基部 P1 側の照査

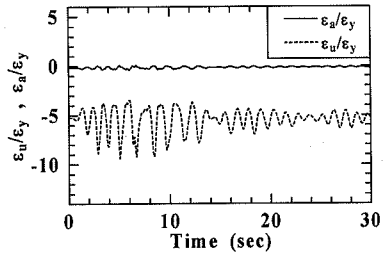


アーチリブ A1 側の照査

(b) 端柱モデル



端柱基部 P1 側の照査



アーチリブ A1 側の照査

(c) 下横構・端柱モデル

図-15 主構造の動的耐震照査

も最大軸力比 0.5 程度と大きな違いは見られなかった。これは、アーチ全体から見ると、端柱とアーチリブは直接つながってはおらず、ほぼ独立した構造形式とみなせるためであり、下横構にブレースを取り付けた影響は端柱基部にまで及びにくいと言える。一方、図-13(c)のアーチリブ基部の軸力は、端柱モデルが軸力比 0.8 という大きな軸力が発生しているのに対して、下横構・端柱モデルでは軸力比が最大でも 0.5 と発生軸力を大きく抑えることができている。

下横構・端柱モデルの塑性化部材を図-14(c)に示す。端柱モデルと比較して端柱の塑性化部材はほぼ同じ箇所が塑性化している。これに対して、アーチリブは全く塑性化していないのがわかり、BRB 設置の効果は大きい。

端柱基部の応答ひずみは、最大ひずみが $1.4 \epsilon_y$ と端柱モデルの $2.8 \epsilon_y$ よりもさらに抑えられているこ

とがわかる。次に、端柱モデルではアーチリブの応答ひずみは最大で $4.5 \epsilon_y$ 発生していたが、下横構に BRB を付け替えたことで降伏値以下に抑えられている。このことから、下横構に BRB を取り付けることになり得ることが言える。端柱モデルに対して下横構・端柱モデルでは、アーチ中央部の水平変位、端柱基部の軸力ともに低減率は小さかったが、鋼材の塑性域での応力-ひずみ関係では、小さな発生応力の違いでも応答ひずみが大きく異なってしまう。その影響で端柱基部の応答ひずみも抑えられたと考えられる。

以上のことから、下横構・端柱モデルは、端柱やアーチリブといった主構造のひずみを軽減し、BRB へ損傷を肩代りさせる構造となっており、制震構造としての機能を果たしていることが分かる。

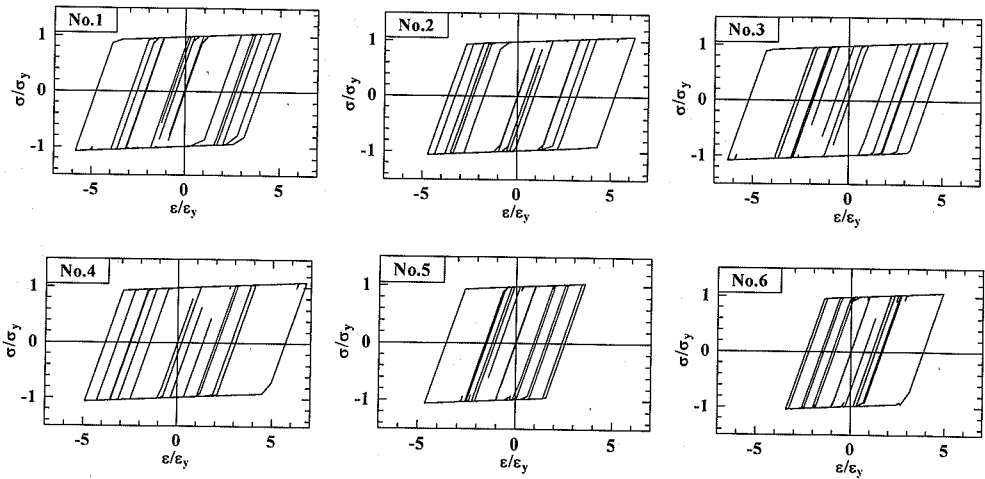


図-16 端柱モデルにおけるブレースの応答応力-ひずみ曲線

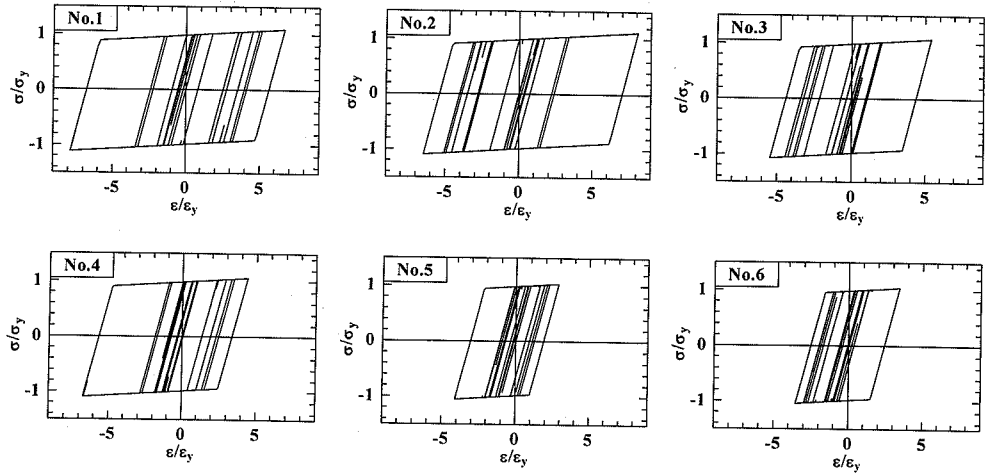


図-17 下横構・端柱モデルにおける下横構ブレースの応答応力-ひずみ曲線

表-6 耐震性向上モデルの累積塑性率

		ブレース番号					
		①	②	③	④	⑤	⑥
端柱モデル	端柱対傾構ブレース	64.1	64.1	61.1	60.6	35.8	35.4
下横構・端柱モデル	端柱対傾構ブレース	40.9	40.2	32.3	31.7	15.6	15.6
	下横構ブレース	62.7	62.0	39.4	38.0	19.7	20.5

(3) 主構造の耐震性能照査

図-16(c)からわかるように、下横構・端柱モデルでは端柱基部の応答ひずみが $1.4\epsilon_y$ 、アーチリブ基部の応答ひずみが降伏値以下となっており、構造安全と地震後の使用性のいずれも満足する結果となった。

(4) 座屈拘束ブレースの応答値と耐震性能照査

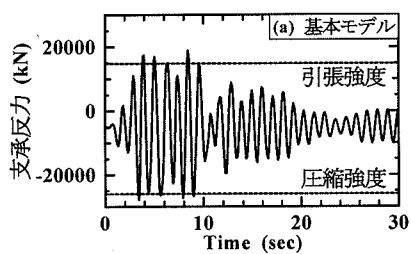
図-17は図-8(b)の番号を付してあるBRBの応力-ひずみ関係の曲線を示している。アーチ端部側に設置したBRB(①, ②)は $8\epsilon_y$ 程度のひずみが生じており、エネルギー吸収量も大きくなっているが、中央側のブレース材(③~⑥)は③と④で $6\epsilon_y$ 、⑤

表-7 支承反力

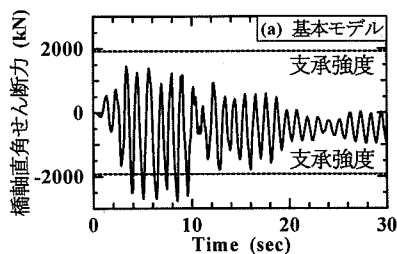
着目			JRT-EW-M			支承強度
			基本モデル	端柱モデル	下横構・端柱モデル	
			最大応答値	最大応答値	最大応答値	
アーチリブ基部	軸圧縮力最大時	支承軸力	27384	28630	17558	26000
		橋直せん断力	1701	1784	576	1850
	軸引張力最大時	支承軸力	18889	19392	6442	14800
		橋直せん断力	2543	2876	889	1890
補剛桁端部	鉛直反力		1271	990	843	1670
	橋軸直角水平反力		1990	1668	873	2250
端柱基部	鉛直反力	圧縮反力	13249	6757	5604	12700
		引張反力	11126	3893	3709	10500
	橋軸直角水平反力		2764	919	817	1920

単位:kN

は、支承強度を超えた値

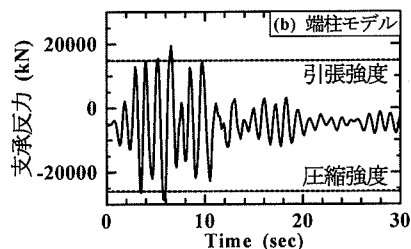


アーチリブ支承

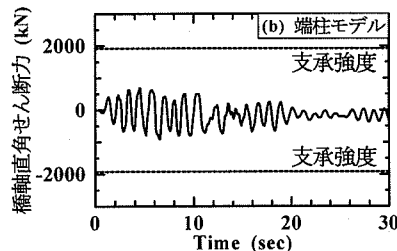


端柱基部支承

(a) 基本モデル

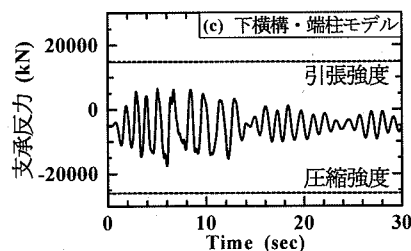


アーチリブ支承

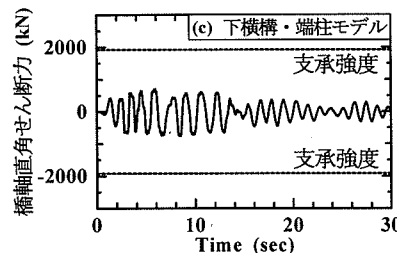


端柱基部支承

(b) 端柱モデル



アーチリブ支承



端柱基部支承

(c) 下横構・端柱モデル

図-18 支承反力

と⑥で $4\epsilon_s$ 程度と小さい。BRBに発生するひずみが接合部の影響で倍になることを考慮しても、BRBの

性能には余裕がある。また、低サイクル疲労に対する照査も、表-6から安全であることがわかる。

(5) 支承反力の低減効果

ここでは、BRB による支承反力の低減効果を検討する。表-7 に基本モデル、端柱モデルおよび下横構・端柱モデルに関する支承応答値とその強度を示す。また、例としてアーチリブ基部の支承反力（アーチリブの軸方向力）と端柱基部の支承反力（橋軸直角方向せん断力）の時刻歴を図-18 に示す。これらの図表によると、基本モデルでは、アーチリブ基部、端柱基部において支承は限界値を超えている。これに対し、端柱モデルでは、端柱基部の応答は低減できたが、アーチリブの応答は低減できず、支承反力は限界値を越えたままである。一方、下横構・端柱モデルにおいては、全ての支承において応答値が限界値を下回る結果を得た。BRB を導入することは、アーチ橋の損傷を軽減させるだけでなく、支承の損傷も軽減できる有効な耐震性向上策の一つであることが分かる。

6. 様々なレベル 2 地震動に対する検討

前節までは、II 種地盤用タイプ 2 地震動の JR 鷹取駅スペクトル適合調整地震波、EW 成分 (JRT-EW-M) のみについて耐震性向上の効果を検討したが、ここでは、変位、断面力、反力の最大応答値に着目し、基本モデルに対する割合で表すことで、2.3 節で示した耐震性向上策について、道路橋示方書に与えられている様々なレベル 2 地震動に対する地震応答の低減効果を検証する。入力地震波は、2 つのタイプ (タイプ 1 とタイプ 2)、2 つの地盤種 (I 種地盤と II 種地盤) それぞれ 3 波、計 12 種類である。

(1) 補剛桁中央点橋軸直角方向水平変位

図-19 は、補剛桁中央点の橋軸直角水平変位の最大応答水平変位の基本モデルに対する割合を表している。前述したように、JRT-EW-M では基本モデルに対して耐震性向上モデルの方が BRB の取り替えで若干長周期化したため、水平変位は多少大きくなる。図-19 をみると、一部の地震波では JRT-EW-M の場合と同様な傾向が見られるが、小さくなるケースも少なくない。このことを説明するために、解析モデルの固有周期 (基本モデル: $T=1.018$ 秒, 端柱モデル: $T=1.085$ 秒, 下横構・端柱モデル: $T=1.130$ 秒) と地震波の加速度応答スペクトルに着目した。例えば、地震波 KAI-TR-M の場合、基本モデルに対し、最大水平応答変位が、端柱モデルで 114%、下横構・端柱モデルで 131%と大きくなっている。図-20(a) に示す速度応答スペクトルを見てみると、固有周期 $T=1.018 \sim 1.130$ 秒での加速度応答スペクトルは、僅かである

が周期が長くなるにつれて大きくなっている。そのため、水平変位は若干大きくなってしまったと考えられる。

これに対して、地震波 JMA-EW-M の場合、基本モデルに対し、最大値が、端柱モデルで 85.3%、下横構・端柱モデルで 80.3%と小さくなっている。これは図-20(b) の加速度応答スペクトルより、1 秒付近では、固有周期 T が大きくなるにつれて、加速度応答スペクトルが急激に減少する傾向にある。その結果、長周期化するモデルほど水平変位の最大値が小さくなると考えられる。

(2) 補剛桁中央点鉛直変位

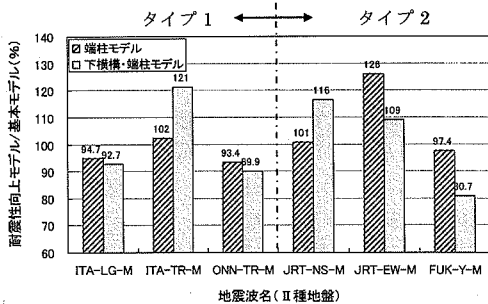
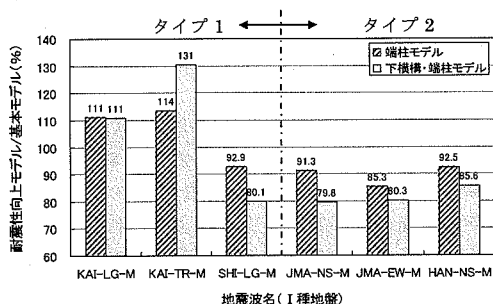
図-21 は、補剛桁中央点の鉛直変位の最大応答変位の基本モデルに対する割合を表している。基本モデルに対する端柱モデルは、85%~115%とばらつきがあるが、下横構・端柱モデルは、タイプ 2・I 種地盤の HAN-NS-M を除いた全ての地震波について、基本モデルを下回っている。また、下横構・端柱モデルでは、タイプ 2・I 種地盤の HAN-NS-M を除いた全ての地震波について、端柱モデルに対して最大値が小さくなっている。

(3) 端柱基部軸力

図-22 は、端柱基部 P2 側の最大軸力の基本モデルに対する割合を表している。全ての地震波に関して、基本モデルに対して、端柱モデルで大きく応答を低減し、下横構・端柱モデルでわずかではあるが、さらに低減しているのがわかる。特に、端柱対傾構に BRB を取り付けることは、端柱基部の損傷を軽減する有効な策であると言える。

(4) アーチリブ基部軸力

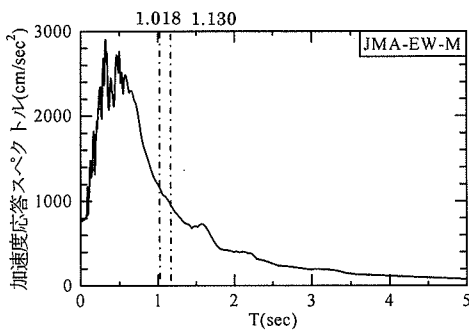
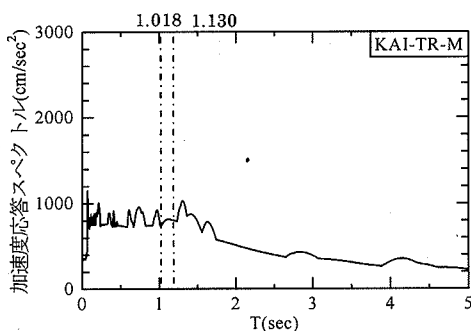
図-23 は、それぞれアーチリブ基部 A2 側の最大軸力の基本モデルに対する割合を表している。端柱モデルでは、地震波によってばらつきがあるが、応答が基本モデルに対し低減されているとは言えない。これは、前述したように、端柱とアーチリブがほぼ独立した構造形式な為、端柱に設置した BRB の効果がアーチリブにまで及ばなかったためと考えられる。これに対し、下横構・端柱モデルでは、基本モデルに対し、I 種地盤用地震動では 56.2%~82.8%、II 種地盤用地震動では 56.6%~69.0%まで応答を低減できている。また、全体的に II 種地盤に比べ、I 種地盤のほうが、低減効果が小さいのは、下横構に設置した BRB の本数が少ないからである。以上のことから、下横構に BRB を取り付けることは、アーチリブの損傷を軽減する有効な策であると言える。



I種地盤

II種地盤

図-19 補剛桁中央部の橋軸直角方向水平変位



(a) タイプ1・I種地盤

(b) タイプ2・I種地盤

図-20 タイプ別・地盤別の加速度応答スペクトル ($h=0.03$)

(5) 支承反力

図-24, 図-25 は、それぞれアーチリブ基部の支承反力 (アーチリブの軸方向引張力) と端柱基部の支承反力 (橋軸直角方向せん断力) の基本モデルに対する割合を表している。アーチリブ基部の支承反力に関しては、端柱モデルでは、基本モデルに対し、応答が低減されているとは言えない。一方、下横構・端柱モデルでは、基本モデルに対し、I種地盤用地震動では 45.5%~87.5%, II種地盤用地震動では 34.0%~44.9%まで応答を低減できている。

また、端柱基部の橋軸直角水平反力に関しては、端柱モデルでは、基本モデルに対し、I種地盤用地震動では 18.8%~25.6%, II種地盤用地震動では 31.5%~37.5%まで応答を低減できている。下横構・端柱モデルについても、端柱モデルとほぼ変わらず、I種地盤用地震動では 20.9%~28.9%, II種地盤用地震動では 28.0%~37.5%まで応答を低減できている。特に、下横構・端柱モデルにおいては、端柱基部およびアーチリブ基部とも応答を低減できている。

以上の結果は、前節までに JRT-EW-M 地震波に対する検討の結果と同様である。したがって、BRBを設置することは、アーチ橋の損傷を軽減させるだけでなく、支承の損傷も軽減できる有効な耐震性向上

策の一つであることが分かる。

7. 結言

本研究は、履歴型の制震ダンパーの一つである座屈拘束ブレース (BRB) による鋼アーチ橋の橋軸直角方向の耐震性向上を検討したものである。BRB 設置前の鋼アーチ橋の橋軸直角方向の地震応答解析 (地震動は、JR 鷹取駅スペクトル適合地震波 EW 成分²⁰⁾) で大きな応答塑性ひずみが生じた主構造は、端柱基部およびアーチリブ基部であったので、それらの損傷を軽減するため、a)端柱対傾構に BRB を設置したモデル (端柱モデル)、b)端柱対傾構と下横構の一部に BRB を設置したモデル (下横構・端柱モデル) の 2 モデルを考え、動的複合非線形解析を実施して、元の構造物 (基本モデル) の応答との比較によって BRB 設置の効果を調べた。さらに、他の地震波に対しても同様な効果があるかどうかを検討した。

本論文で得られた結論を要約すると、以下のようである。

- 1) 固有周期は、橋軸方向に振動するモードでは変化が見られなかったが、橋軸直角方向の振動周期が

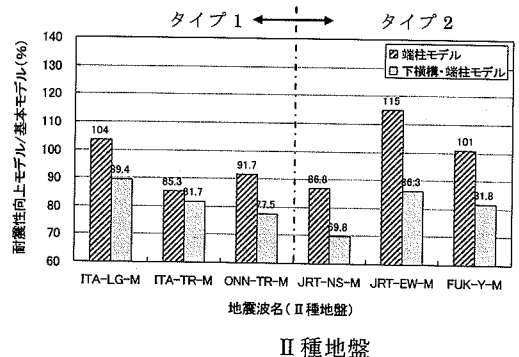
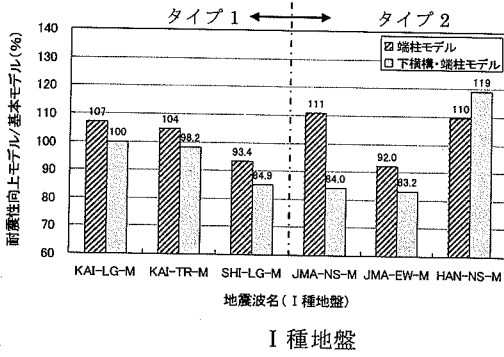


図-21 補剛桁中央部の鉛直変位

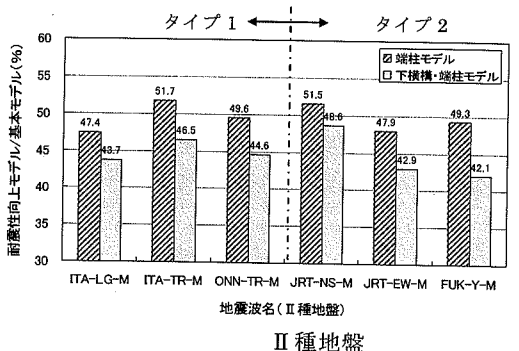
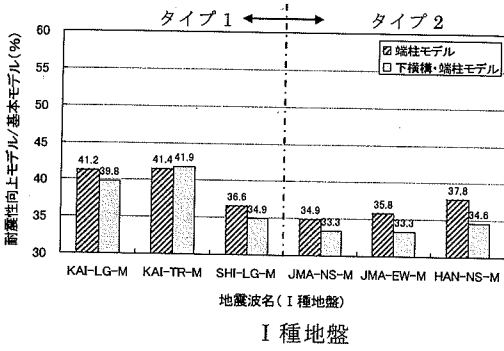


図-22 端柱基部 (P2) の軸力

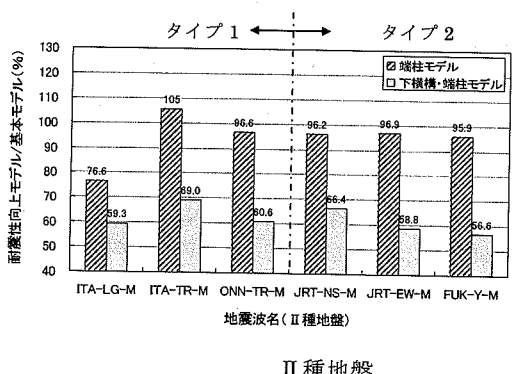
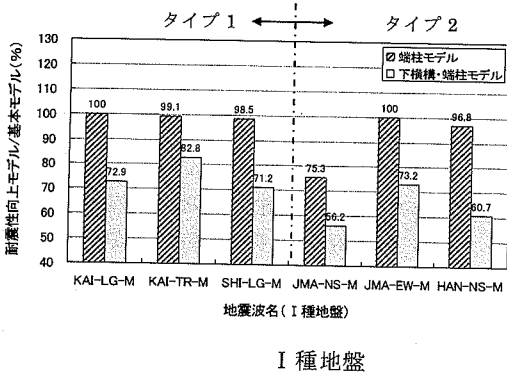


図-23 アーチリブ基部 (A2) の軸力

多少長周期化している。これは、BRBの断面積が、元の構造物の該当部材の断面積の1/3~2/3程度で、アーチ橋の橋軸直角方向の剛性が多少減少したためである。

- 2) 端柱モデルでは、端柱基部の最大発生軸力は、基本モデルでの降伏軸力 N_y に近い値から $0.5N_y$ と半分近くに小さくなった。
- 3) 基本モデルでは、端柱基部に非常に大きな軸ひずみ($29\varepsilon_y$)が発生し、安全性照査を満足しなかったが、端柱モデルおよび下横構・端柱モデルでは、

それぞれ $2.8\varepsilon_y$ および $1.4\varepsilon_y$ 程度に減少し、安全性照査を満足した。

- 4) 端柱モデルでは、アーチリブの応答軸力および応答ひずみを減少させることができなかったが、下横構・端柱モデルではアーチリブ基部の軸力を半分近くに抑えることができ、また、応答ひずみも弾性域にとどまるまで減少させることが出来た。
- 5) BRBに発生する軸ひずみの最大値は各々 $8\varepsilon_y$ 程度であり、BRBの長さが部材長の半分であるとして2倍の軸ひずみを仮定しても、BRBの軸方向ひ

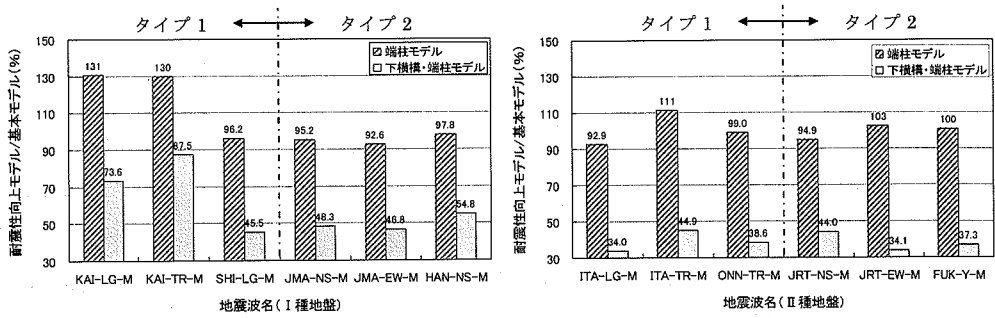


図-24 アーチリブ基部支承の引張反力

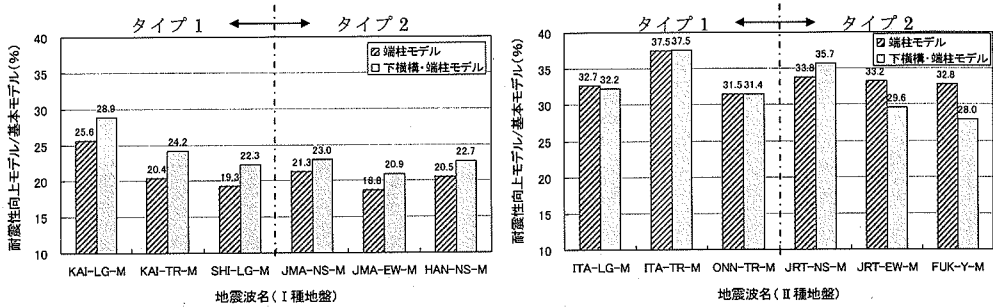


図-25 端柱基部支承の橋軸直角方向水平反力

ずみの限界値 ($20\epsilon_y$) に対して十分余裕があった。また、低サイクル疲労に対する照査 (表-3 中の式(2)) も満足した。

- 6) JRT-EW-Mの地震波以外に、タイプ1とタイプ2、I種地盤とII種地盤の各地震波に対して同様な検討を行った結果、地震波特性によるばらつきがあるものの、本研究で示した耐震性向上モデルの有効性を確認できた。

本論文は、特定の構造物と地震動に対するBRBの耐震性向上について検討したが、BRBを多様な構造物に対して適用し、その優れた制震効果を実証するために、次のような項目を検討する必要がある。

- 1) BRBの設計法の確立 (最適な剛性と強度の決定法および配置方法)。
- 2) 他の形式の履歴型ダンパー (例えば、せん断降伏型履歴ダンパー) との性能比較。
- 3) 多様な形式および規模のアーチ橋の制震効果の検討。
- 4) 多方向地震動に対するアーチ橋の制震効果の検討。
- 5) 動的挙動が複雑な他の橋梁 (連続橋, 斜張橋, 吊橋等) の制震効果の検討。
- 6) モデル橋梁に対する実験的検討。

謝辞: 本研究の一部は、日本鋼構造協会の「鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会 (委員長: 宇佐美

勉)」の活動の一環として行われた。委員より種々の貴重なご助言を頂いた。ここで、付記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会 (委員長: 宇佐美勉): 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 2003.10.
- 2) 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.44A, pp.761-767, 1998.3.
- 3) 迫田治行, 北田俊行: 下路アーチの地震時保有耐力の一照査方法の提案と諸問題, 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, pp.375-382, 1999年12月.
- 4) 大江豊, 大塚久哲, 水野洋司, 劉貴位, 飯星智博: 鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.821-830, 2000.3.
- 5) 奥村徹, 後藤芳顕, 小澤一誠: 上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1333-1342, 2000.3.
- 6) 為廣尚起, 大塚久哲: 動的複合非線形解析による鋼アーチ橋の座屈照査方法に関する考察, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.91-96, 2002.1.
- 7) 柳智子, 中島明典, 斉木功: 上路式鋼アーチ橋のモデ

- ル化と2次元弾塑性地震応答性状, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.543-552, 2003.3.
- 8) 葛漢彬, 河野豪, 宇佐美勉: 圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1479-1488, 2004.3.
 - 9) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼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, 2003.4.
 - 10) 宇佐美勉, 加藤基規, 葛西昭: 制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの要求性能, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.527-538, 2004.3.
 - 11) 日本鋼構造協会: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, 日本鋼構造協会, 1998.9.
 - 12) 岩田衛, 竹内徹, 藤田正則: 建築鋼構造のシステム化, 鋼構造出版, 2001.2.
 - 13) 松本信之, 曾我部正道, 岡野素之, 涌井一, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
 - 14) 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鋼橋の耐震性向上法, 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, pp.43-50, 2002.
 - 15) 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭, Chusilp, P.: 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム, pp.345-350, 2003.
 - 16) 金治英貞, 鈴木直人, 美濃智広: 長大トラス橋の損傷制御構造における履歴ダンパー最適構造と配置に関する基本検討, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム論文集, pp.377-384, 2003.
 - 17) 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭: 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.641-648, 2002.3.
 - 18) 渡邊直起, 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭: 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動と復元力特性に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集, 2003.12.
 - 19) 日沖堅治, 葛漢彬, 宇佐美勉: 鋼アーチ橋に設置した制震ブレースの Demand, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム論文集, pp.213-220, 2004.
 - 20) 日本道路協会: 道路橋示方書, V 耐震設計編, 1996.
 - 21) 日本道路協会: 道路橋示方書, V 耐震設計編, 2002.
 - 22) ABAQUS/Standard user's manual; version 5.8.: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I., 1998.
 - 23) 日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の性能設計ガイドライン, JSSC テクニカルレポート No.49, 日本鋼構造協会, 2001.10.
 - 24) 宇佐美勉, 今井真理, 葛西昭: 土木鋼構造物の性能照査型耐震・制震設計法の枠組み, 第7回地震時保有耐力法に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.197-204, 2004.1.
 - 25) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.

(2003.9.22 受付)

SEISMIC PERFORMANCE UPGRADING OF STEEL ARCH BRIDGES USING STRUCTURAL CONTROL DAMPERS AGAINST TRANSVERSE DIRECTIONAL EARTHQUAKE MOTIONS

Tsutomu USAMI, Hanbin GE, Kenji HIOKI, Zhihao LU and Takeshi KONO

Steel arch bridges constructed before the Kobe earthquake were designed with only moderate earthquake consideration, and they may suffer severe damages if subjected to major earthquakes. Seismic performance upgrading and retrofit approaches are of great significance for aseismic consideration against major earthquakes. Presented in this paper is a seismic performance upgrading approach for steel arch bridges using buckling-restrained braces as dampers. Inelastic behaviors of a representative steel arch bridge with buckling-restrained braces subjected to the major earthquake are investigated by three-dimensional modeling time-history analyses, and compared with the result from the original structure. It is found that replacement of diagonals of some parts by buckling-restrained braces can greatly improve seismic performances of the steel arch bridge. As a result, this approach is believed to be an effective way for seismic performance improvement of new bridge designs as well as retrofit of existing ones.