

鋼アーチ橋に設置した制震ブレースの Demand

日沖 堅治¹・葛 漢彬²・宇佐美 勉³

¹学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 博士(工) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³フェロー D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

1. 緒言

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。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¹⁾。

鋼構造物の耐震性を向上させる方策の一つとして、制震デバイスの設置による耐震性向上策があげられる¹⁾。この向上策は、地震時に大きな損傷を起こさせる部材を、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。このような点に着目した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、耐震性向上に一定の効果があることが実証されつつある¹⁾。

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²⁾。履歴型ダンパーは、鋼材等の繰り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、軸力降伏型である座屈拘束ブレース^{2,3)}(Buckling-Restrained Brace, 以降 BRB と略称する)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ブレース材である。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多く行われ^{3,9)}、その復元力特性も提案されている¹⁰⁾。しかし、BRB を実土木構造物に適用した場合にどの程度の性能を持たせるべきかに関する研究は皆無である。その目的のためには、BRB を設置した実土木構造物に対して多くの地震応答解析を行い、応答値

(Demand) を明らかにする必要がある。本研究では、上路式鋼アーチ橋に設置された BRB に着目し、その応答値(Demand)を算定し、それに基づき必要とする限界値(Capacity)をどの程度に設定すべきかを検討する。

2. 解析モデル

(1) 対象アーチ橋および解析モデルの概要

対象とするアーチ橋は、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)。本橋は、平成 8 年 12 月に改訂された道路橋示方書¹¹⁾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。解析モデルの節点数は 462、要素数は 884、減衰は質量比例型減衰を用いている。また、境界条件はアーチリブ基部がピン結合、端柱基部がピボット査、補剛桁端部が可動支承である。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、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は道路橋示方書¹²⁾で与えられている構成則を用いた。この構成則は引張強度を無視し、圧縮側は圧縮強度に達しても強度劣化しないものとしている。ここで、コンクリートの圧縮強度 f_c は設計強度 $\sigma_{dk}=30\text{MPa}$ の 0.85 倍としている。解析には、構造解析用汎用プログラム ABAQUS¹³⁾を用いた。なお、解析には、材料非線形に加え、幾何学的非線形性も考慮した。

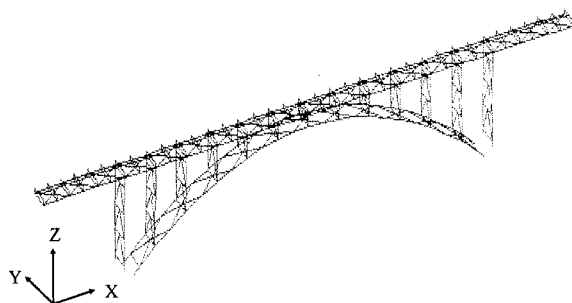


図-1 アーチ橋解析モデル（基本モデル）

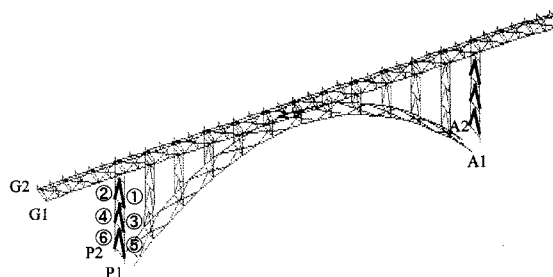


図-2 端柱モデル

(2) BRB の設置による橋軸直角方向の耐震性向上モデル

後述するように、基本モデルでは、レベル2地震動を受けた場合、端柱やアーチリブに塑性化を生じたことから、本検討では対傾構や下横構に BRB を設置することによる地震応答の低減策を試みる。まず、端柱に大きな塑性化が生じたことから、図-2 のように端柱の対傾構（図中の太線）に BRB を取り付けけたモデル（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、I 種地盤については図-3 に、II 種地盤については図-4 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。

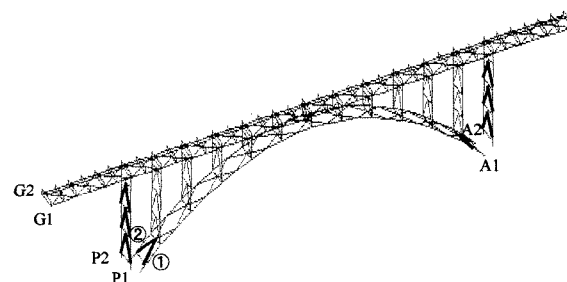


図-3 下横構・端柱モデル（I 種地盤）

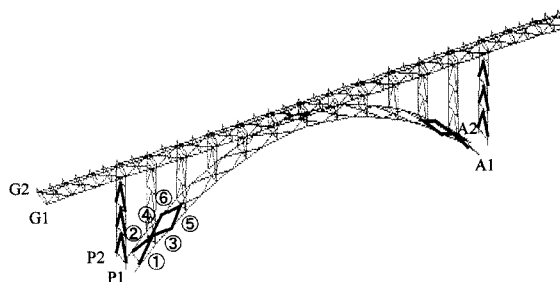


図-4 下横構・端柱モデル（II 種地盤）

3. 座屈拘束ブレースの設計と要求される性能

(1) 座屈拘束ブレースの設計

BRB は、1 次設計時の荷重（レベル1地震動、風荷重など）に対して、弾性応答にとどまるだけの強度が必要である。また、レベル2地震動の場合には、確実に塑性化させ、エネルギー吸収・消散を図らなければならない。

まず、レベル1地震動入力時にブレース材に発生する最大軸力を P_{max} とすると、ブレース材が弾性域に収まる条件として、次式を満たすようにブレース材を設計する。

$$\frac{\nu P_{max}}{N_y} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、 N_y はブレース材の降伏軸力、 ν は安全係数である。 ν は現行道路橋示方書¹²⁾ にならって 1.14 とする。

端柱対傾構または端柱対傾構とアーチリブ下横構にブレース材を導入し、式(1)を満たすように断面を求めた。ブレース材の鋼種を SS400 として求めた BRB の必要断面積、降伏軸力を、基本モデルのものとあわせて表-1

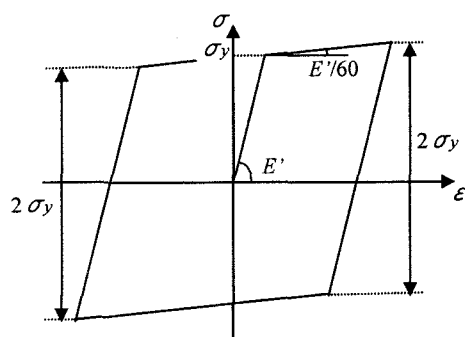


図-5 座屈拘束ブレースの構成則

に示す。ブレース材の断面積は、基本モデルの 1/6～2/3 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、II 種地盤の場合、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。

ブレース材の構成則は、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-5 に示すバ

表-1 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
Ⅱ種地盤	端柱モデル	端柱対傾構		SS400	235	5,000	1,180
	下横構・端柱モデル	端柱対傾構		SS400	235	5,000	1,180
		下横構	①, ②			10,000	2,350
			③~⑥			5,500	1,290
Ⅰ種地盤	端柱モデル	端柱対傾構		SS400	235	2,500	588
	下横構・端柱モデル	端柱対傾構		SS400	235	3,000	705
		下横構	①, ②			8,500	2,000

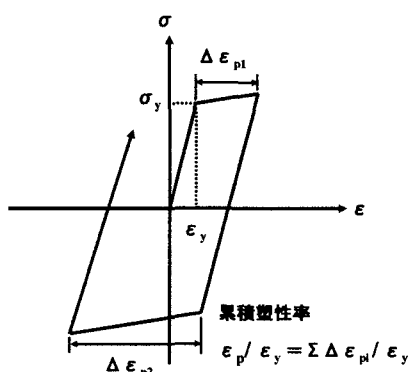


図-6 累積塑性率

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¹⁰⁾。

なお、1次設計時に考える荷重として風荷重も検討したが、このアーチ橋に対しては、地震荷重の方が支配的であることが分かった。

(2) 座屈拘束ブレースに要求される性能

文献1), 2)によると、座屈拘束ブレース材 (BRB) に要求される性能には次のような事項がある。

- 1) 座屈拘束ブレース材の全体座屈の防止
- 2) ブレース材の座屈による耐力低下の防止
- 3) ブレース材の必要塑性率の確保
- 4) ブレース材の低サイクル疲労防止
- 5) 拘束材の強度
- 6) 座屈拘束ブレース材と主構造の接合部の強度

本論文では、項目3)および4)を検討するために、種々の地震動を受けた場合のBRBのDemand (応答値)を算定し、それを上回るようなCapacity (限界値)を設定する。ブレースの必要塑性率(Capacity)は、BRBに付与すべき塑性率(軸ひずみを降伏軸ひずみで除した量)であり、Demandとしての応答塑性率を上回る必要がある。また、低サイクル疲労防止のために、本論文では、必要累積塑性率(累積軸ひずみを降伏軸ひずみで除した量)を導入

し、Demandとして累積応答塑性率を上回るように設定する。図-6に累積応答塑性率の概念が示されている。

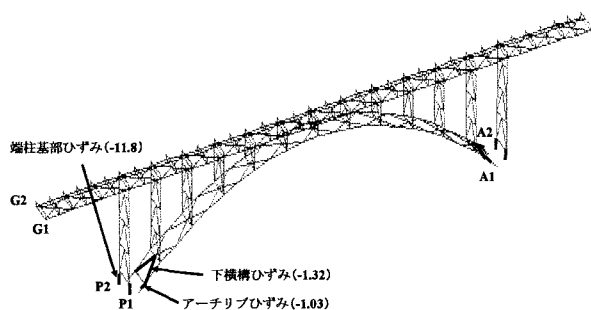
因みに、我が国の建築分野では、3%程度のひずみに相当する塑性率(SS400材に対して20.0程度)を必要塑性率とし、また米国のSEAOC/AISCの基準¹⁴⁾では、必要累積塑性率として140が用いられている。

アーチ橋の補剛桁、床版、アーチリブは上部構造であるので、耐震照査においては軽微な損傷にとどめる必要がある¹¹⁾。そのために、文献1), 15)では、上部構造に対しては健全度2以上を確保すること、即ち有効破壊長領域¹⁾での平均応答ひずみを $2\varepsilon_y$ 以下に抑えるよう規定している。したがって、耐震照査において、上部構造の応答ひずみが $2\varepsilon_y$ を超えたときBRBを設置して上部構造のひずみを減らすことになる。本検討では、このような前提をもとに、アーチ橋にBRBを設置することによって、上部構造の最大応答ひずみを $2\varepsilon_y$ 以下となった場合のBRBのDemand (応答塑性率と累積応答塑性率)の大きさについて調べる。

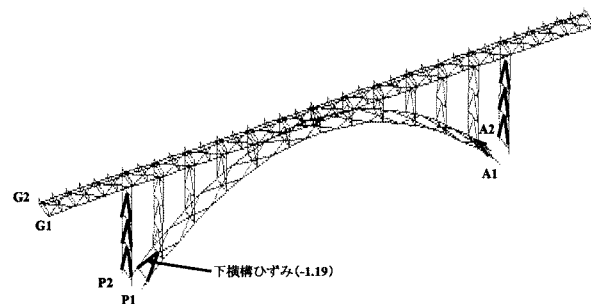
4. 耐震性向上モデルの解析結果および座屈拘束ブレースのDemand

(1) レベル2地震動に対する耐震性向上モデルの解析結果

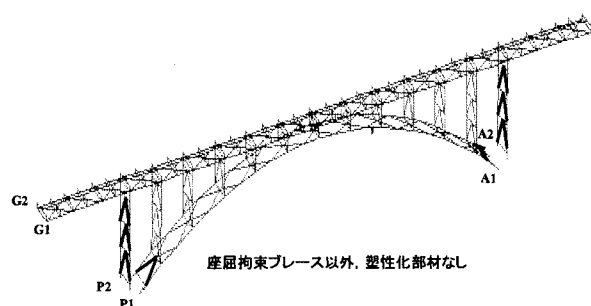
本論文では、橋軸直角方向のみについて述べる。上述の基本モデルに対して、レベル2地震動を入力し、地震応答解析を行った。入力したレベル2地震動は、2つのタイプ(タイプ1: 海洋型地震、タイプ2: 直下型地震)および地盤種(Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤)それぞれに対して3波、計12種類である。ここで、例として、図-7, 8にそれぞれ地震波JMA-EW-M(Ⅰ種地盤用)とJRT-EW-M(Ⅱ種地盤用)を受けたときの基本モデルの塑性化部材を、BRBによる耐震性能向上モデルの結果と共に示す。



(a) 基本モデル

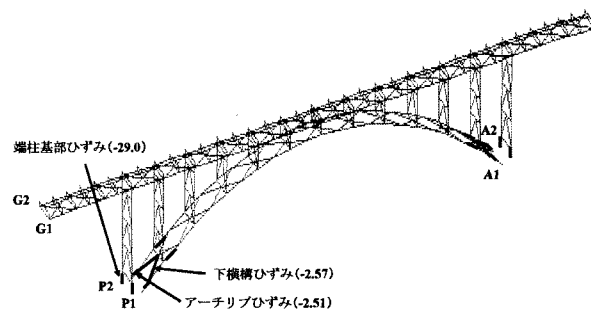


(b) 端柱モデル

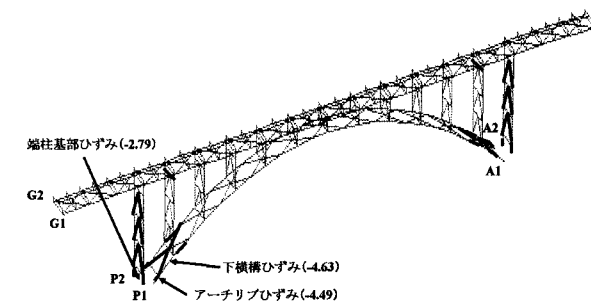


(c) 下横構・端柱モデル

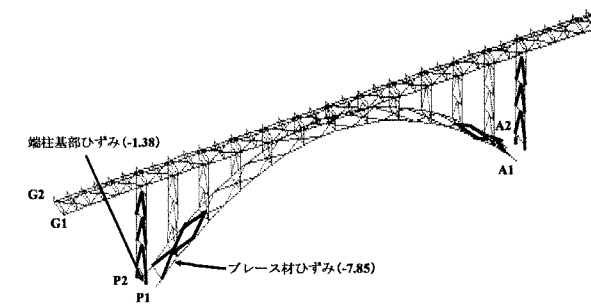
図-7 塑性化部材 (JMA-EW-M)



(a) 基本モデル



(b) 端柱モデル



(c) 下横構・端柱モデル

図-8 塑性化部材 (JRT-EW-M)

a) 基本モデル

基本モデルは、文献 1)にも示されているように、JRT-EW-M 地震動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 $29 \varepsilon_y$ と大きく塑性化し、耐震性能照査を満足しなかった (図-8(a))。また、JMA-EW-M 地震動に対しては、下横構がわずかに塑性化し、端柱は $11.8 \varepsilon_y$ と大きく塑性化する傾向を示した (図-7(a))。

b) 端柱モデル

JMA-EW-M 地震動に対しては、下横構は基本モデルと同様に、若干塑性化しているが、端柱は全く塑性化しなくなった。即ち、端柱に BRB を取り替えることで主部材の応答ひずみが全て $2.0 \varepsilon_y$ 以下にとどまっている (図-7(b))。これに対して、JRT-EW-M 地震動の場合、端柱のひずみは $29 \varepsilon_y$ から $2.79 \varepsilon_y$ へとかなり低減できたが、

アーチリブ ($4.49 \varepsilon_y$) や下横構 ($4.63 \varepsilon_y$) で大きなひずみを示している (図-8(b))。

c) 下横構・端柱モデル

JMA-EW-M 地震動に対しては、端柱モデルの結果からわかるように、端柱対傾構にのみ BRB を取り替えることにより下横構の応答ひずみがわずかに降伏ひずみを超えた程度で十分の効果が得られた。本来なら下横構に BRB を用いなくてもよいが、ここでは下横構にも BRB を適用してみた。当然の結果ではあるが、BRB 以外は塑性化部材は無くなった (図-7(c))。また、JRT-EW-M 地震動を入力した結果では、アーチリブのひずみをさらに低減し、弾性域に収めている。端柱ひずみは $2.79 \varepsilon_y$ から $1.38 \varepsilon_y$ に小さくなり、 $2.0 \varepsilon_y$ 以下に抑えることができた (図-8(c))。

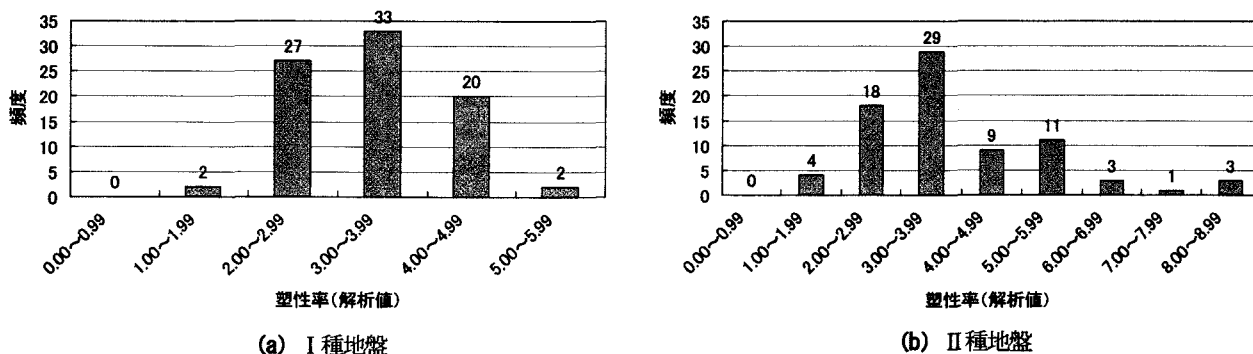


図-9 ブレース材の応答塑性率の頻度分布 (解析値)

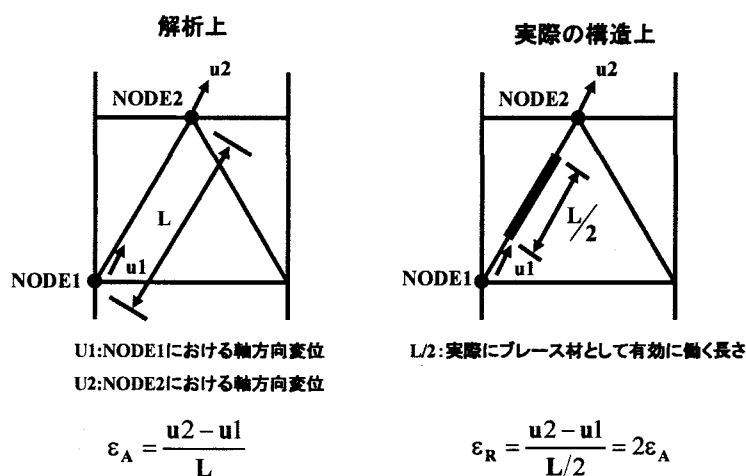


図-10 実際の BRB の概念図

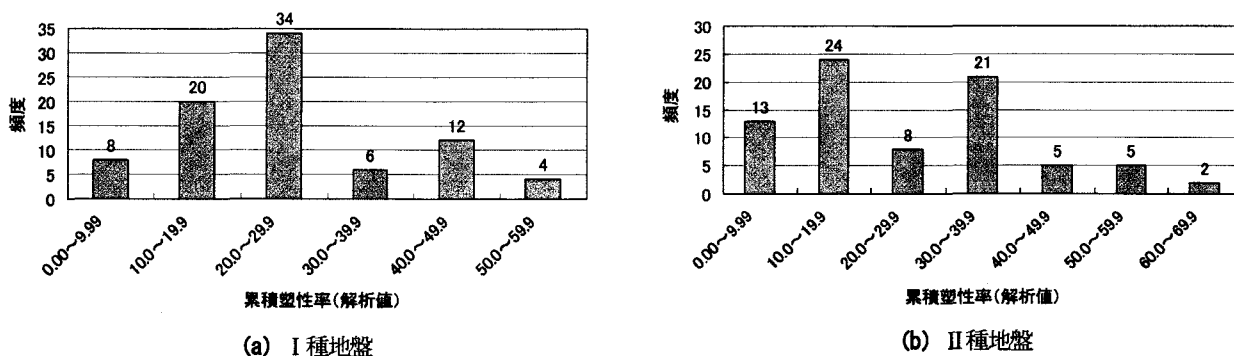


図-11 ブレース材の累積応答塑性率の頻度分布 (解析値)

(2) 座屈拘束ブレースの Demand

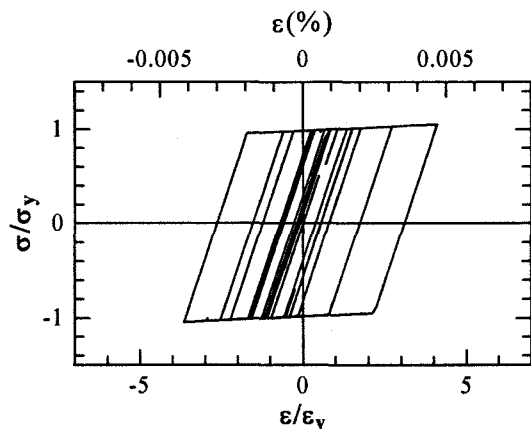
先で述べたように, BRB の Demand を表す指標として, a) 応答塑性率, b) 累積応答塑性率の 2 つを考える。

a) 応答塑性率

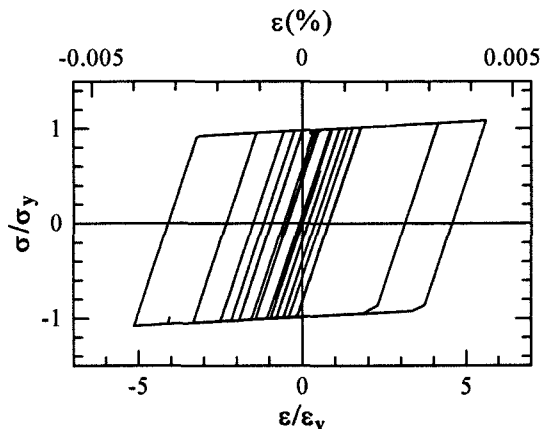
計 12 種類のレベル 2 地震動 (I 種地盤と II 種地盤, タイプ 1 とタイプ 2) を入力し, 端柱モデルと下横構モデルについて地震応答解析を行った。ここでは, 各地震動に対する BRB の応答塑性率の詳細は省略するが, それらの頻度分布図を地盤種別に図-9 に示す。これは, 横軸に応答塑性率, 縦軸に頻度を取り, ある応答塑性率の範囲の値をとる BRB が何本あるかを表している。ここ

で注意したいのは, これらの BRB の軸ひずみの値は, ブレース材が取り付けられている節点の軸方向変位から求められたものである (図-10 参照)。しかし, 実際の BRB は取り付け部として弾性変形のみ生ずる剛な部分があるため, 塑性変形部材として有効に働く長さは, ブレース材全長の約 1/2 である。そのため, 実際の BRB に発生する軸ひずみは, 解析値をほぼ 2 倍にして考える必要がある。

図-9 よりわかるように, I 種地盤用地震動に対して BRB に生じる応答塑性率は最大でも 5.99 以内で, 2 倍にしても 12 程度である。一方, II 種地盤用地震動において



(a) モデル 235



(b) モデル 160

図-12 端柱対傾構ブレースの応力-ひずみ関係

は、最大でも 8.99 以内にあり、2 倍にしても 18 程度となる。従って、建築分野で用いられている 3%ひずみに対応する 20 は必要塑性率として適切な値と考えられる。

図-9 をみると、塑性率の頻度分布は地盤種ごとに異なることがわかる。I 種地盤の場合、2～5 を占めるのがほとんど (95%) である。これに対して、II 種地盤では、2～6 の範囲内にあるのが大半 (85%) である。

b) 累積応答塑性率

BRB の累積応答塑性率の頻度分布を地盤種別に図-11 に示す。ここでも、先ほどと同様、実際の BRB のひずみの値は、解析値を 2 倍にして考える必要がある。BRB の累積応答塑性率は、I 種地盤では最大でも 60、II 種地盤では 70 未満で、2 倍にしても最大値で 140 程度となっている。即ち、累積応答塑性率で表される BRB の Demand は 140 程度で、米国の SEAOC/AISC の基準は適切な値であることが分かる。

累積応答塑性率の頻度分布は、応答塑性率の分布のようである範囲に集中しているのではなく、かなり広い範囲に分散するような結果となっている。例えば、I 種地盤では、20～30 に 34 本と若干集中しているが、0～60 の間に広く分散している。同様に、II 種地盤でも、0～70 の範囲内でばらついている。

(3) 鋼種の違いによる影響

本節では、鋼種の違いによる Demand の変化について検討する。対象とするモデルは、図-2 の端柱モデルで、I 種地盤に設計したものを用いる。一つは、BRB が $\sigma_y=235$ (MPa) で $A=0.0025$ (m²) のモデル (モデル 235 と称す)、もう一つは、BRB が $\sigma_y=160$ (MPa) で $A=0.0050$ (m²) のモデル (モデル 160 と称す) である。共に、式(1)による 1 次設計を満たすモデルである。なお、ブレース材の構成則は、降伏後の 2 次勾配を 1 次勾配の 1/60 とし、入力地震波は、I 種地盤用地震動 JMA-EW-M である。

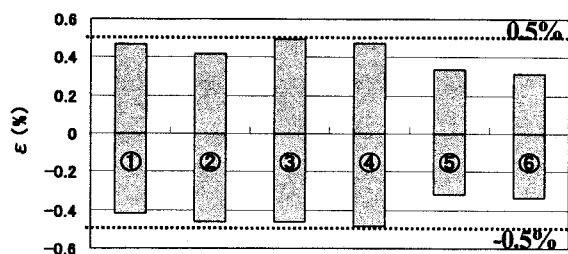
端柱対傾構ブレース①の応答応力-ひずみ関係を図-

12 に示す。各図の上の横軸は応答ひずみの絶対量、下の横軸は応答ひずみを降伏ひずみで無次元化したものである。さらに①～⑥の各端柱対傾構ブレースに生じる正負の最大ひずみを表したものを図-13 に、正負の最大ひずみを降伏ひずみで無次元化したものを図-14 に示す。これらより、応答ひずみそのものは、ブレース材の鋼種に無関係にほぼ同じ値であるが、無次元化した応答ひずみは大きく異なることが分かる。また、①～⑥の各端柱対傾構ブレースの累積応答塑性ひずみを表したものを図-15 に、累積応答塑性ひずみを降伏ひずみで無次元化した累積応答塑性率を図-16 に示す。これらより、鋼種の違いにより、最大の累積応答塑性ひずみ (または、累積応答塑性率) となる BRB は異なるが、応答ひずみと同様、累積応答塑性ひずみそのものは、ブレース材の鋼種に無関係にほぼ同じ値であり、無次元化した応答ひずみは大きく異なることが分かる。従って、BRB の限界値 (Capacity) としての塑性率は、軸ひずみの絶対量 (例えば、ひずみ量 3% および累積塑性ひずみ量 20%) で表す方が適切であるかもしれない。これについてはさらなる検討が必要である。

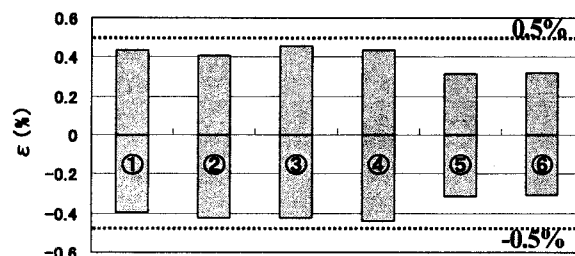
5. 結言

土木鋼構造物の耐震性向上策として適用が有望視されている座屈拘束ブレース (BRB) を鋼アーチ橋に設置した場合の BRB に対する Demand (応答値) の大きさについて検討した。入力地震動は、道路橋示方書¹¹⁾のレベル 2 地震動 (I、II 種地盤用でタイプ 1、2 地震動) である。得られた結果をまとめると以下ようになる。

- ① Demand として、応答塑性率および累積応答塑性率の 2 つの量を取り上げた。
- ② 上部構造 (アーチリブ、補剛桁、床版) に健全度 2 以上 (有効破壊長領域¹⁾での応答ひずみ $2.0 \varepsilon_y$ 以下) を確保する場合¹¹⁾、SS400 を用いた BRB の応答塑

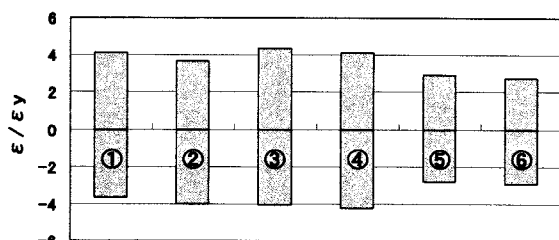


ブレース材番号
(a) モデル 235

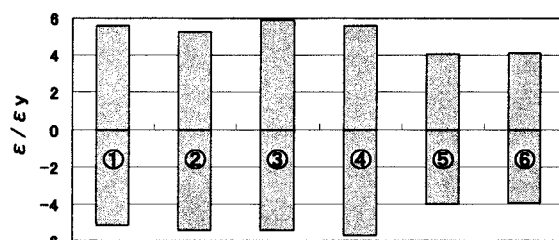


ブレース材番号
(b) モデル 160

図-13 各 BRB の応答ひずみの最大値

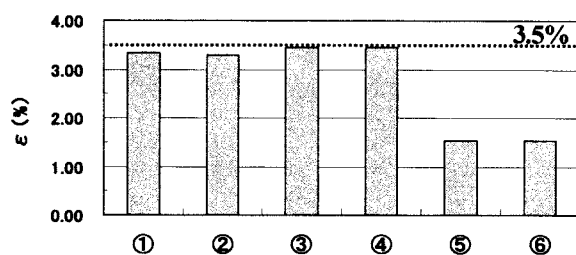


ブレース材番号
(a) モデル 235

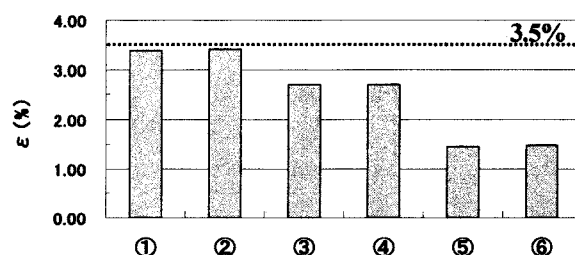


ブレース材番号
(b) モデル 160

図-14 各 BRB の降伏ひずみで無次元化された応答ひずみの最大値

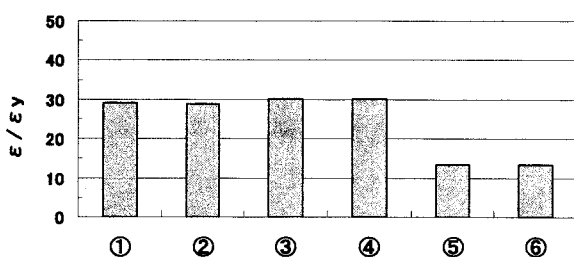


ブレース材番号
(a) モデル 235

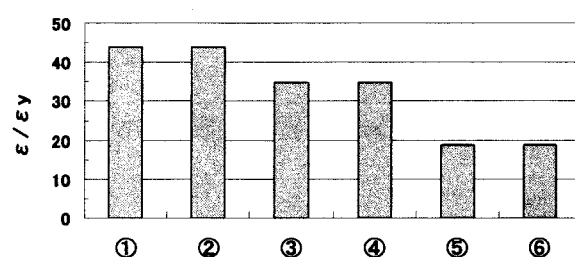


ブレース材番号
(b) モデル 160

図-15 各 BRB の累積応答塑性ひずみ



ブレース材番号
(a) モデル 235



ブレース材番号
(b) モデル 160

図-16 各 BRB の累積応答塑性率

性率および累積応答塑性率の最大値は、それぞれ概略 18, 140 程度であった。

- ③ 従って、現在建築分野で用いられている BRB の限界値(Capacity)としての必要塑性率 20 程度、および米国 SEAOC/AISC⁽⁴⁾の必要累積応答塑性率 140 は、ブレース材に SS400 を使用した土木鋼構造物に対してもほぼ適切な値と考えられる。

- ④ ただし、BRB の応答ひずみおよび累積応答塑性ひずみは鋼種によらずほぼ一定の値になることが限られた数値計算例から分かったので、BRB の限界値(Capacity)としての塑性率および累積塑性率は絶対量(例えば、ひずみ量 3%および累積塑性ひずみ量 20%)として与える方が適切かもしれない。

本研究では、一つの鋼アーチ橋しか対象にしておらず、今後、様々な土木鋼構造物に対して地震応答解析を実施し、座屈拘束ブレースに要求される性能を決定していく必要がある。

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) 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 に掲載予定.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 加藤基規，宇佐美勉，葛西 昭，Chusilp, P.：座屈拘束ブレースの繰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.
- 8) 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，pp.377-384，2003.
- 9) 加藤基規，宇佐美勉，葛西昭：座屈拘束ブレースの繰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.
- 10) 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，Vol.27，2003.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書，V 耐震設計編，1996.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書，V 耐震設計編，2002.
- 13) ABAQUS/Standard user's manual; version 6.3.: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I., 2003.
- 14) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.
- 15) 宇佐美勉，今井真理，葛西昭：土木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に掲載予定.