

鋼アーチ橋へ導入したSPDの構造パラメータの違いが 耐震性能へ及ぼす影響に関する解析的研究

丸山陸也¹・大場孝太²・葛 漢彬³

¹学生会員 名城大学大学院 理工学研究科建設システム工学専攻
(〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501, E-mail: rikuya.maruyama@gmail.com)

²正会員 中央コンサルタンツ株式会社
(〒451-0042 愛知県名古屋市西区那古野二丁目11番23号)

³フェロー 博(工) 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科
(〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501, E-mail: gehanbin@meijo-u.ac.jp)

1. 緒言

制震ダンパーは、地震時に大きな損傷を受ける部材をエネルギー吸収性能の優れたデバイスに限定し、主構造部材の損傷を極力低減させる方法に用いられており、1995年の兵庫県南部地震以降、その設置が広まっている。制震ダンパーを導入した、いわゆる制震構造物は、耐震性能向上策を施さない場合に比べ主構造の損傷が低減でき、残留変位も小さいため地震後の使用性に優れている。また、損傷を受ける部材を制震デバイスに限定することにより、補修、交換が容易になりコスト面でも効果的な対策といえる¹⁾。

せん断パネルダンパー（以降SPDと呼称）は金属の繰返し塑性変形によってエネルギー吸収、消散を図る履歴型ダンパーの一種であり、せん断降伏型に分類される。SPDに関しては、鉄道高架橋の架構構造に適用した例や、上路式アーチ橋の下横構のガセットプレート部へ適用した例などに対して各方面で検討が行われており、その有効性が証明されてきている。さらに、SPD単体の力学的特性についても無補剛および補剛の供試体を用いた実験的、解析的研究により明らかになってきている。また、SPDを構造物に適用する際にどの程度の性能を持たせるべきか（要求性能）、複数回地震による影響を考慮したSPDの設計にどの程度の余裕を持たせるべきかなどといったことに関しての研究も行われている。

小池らは、鋼橋のライフサイクルにわたって取り換え不要な高機能SPDの開発を目的として、補剛し

たSPDの正負交番繰返し載荷実験を行った²⁾。それによると、せん断幅厚比パラメータ、補剛材剛比などを適切に設計すれば目標の最大せん断ひずみと累積塑性変形を確保することができ、さらに様々なパラメータをもつSPDを鋼アーチ橋に設置し、3回の地震を模擬する地震応答解析を行い、その応答値（最大せん断ひずみと累積塑性ひずみ）を算定し、構造物の損傷が軽微であるとされる部材健全度²⁾³⁾以上を確保できる条件で最大応答値をSPDの要求性能として提案していた。

また、著者らはこの実験を基に、SPDの復元力モデルの提案⁴⁾および地震応答解析の応答値によるSPDの要求性能に関する研究⁵⁾を行ってきた。しかしながら、解析的検討の中では、SPDのサイズをアーチ橋端柱のフレーム高さの1/10としており、その他のパラメータの変動が耐震性能に及ぼす影響に関しても検討していない。

そこで本研究では、これらの研究の延長として、日本鋼構造協会（2003）でベンチマークとして用いられている鋼アーチ橋に対し、SPDを導入した耐震性能向上モデルを提案し、パネル高さ b_w （ウェブパネルは正方形としているため $b_w=a$ ）を0.5から1.0[m]、降伏強度比 α_F を0.15から0.35まで変化させ、これらのパラメータを組み合わせたSPDを複数設計し、兵庫県南部地震観測地震動6波と東北地方太平洋沖地震の3波、計9波を用いた地震応答解析を行い、SPDの設計が鋼アーチ橋に及ぼす制震効果について検討する。

2. SPDの設計とモデル化

(1) SPDの設計

SPDが保有している性能を発揮するためには、以下の条件を満たしている必要がある。

- 1) 全体座屈を防止すること。
- 2) セン断座屈を防止すること。
- 3) 必要なセン断変形を保障すること。
- 4) 低サイクル疲労による破壊を防止すること。
- 5) SPDと主構造の接合部において必要最低限の強度を保障すること。

これらを各項目別に考察する。1) については、ウェブパネルがフランジと補剛材で組み立てられている限り全体座屈は起こらないと仮定している。2) はSPDの供試体の載荷試験の結果によると、セン断座屈はSPDのウェブ部分における幅厚比パラメータが0.125～0.3の範囲内に設計されている際、見られない。3), 4) については最大セン断ひずみおよび累積塑性セン断変形 (CID) の二つの指標によって考慮している。また、フランジとウェブの板厚の影響に関する詳細な研究に基づくと、 $t_f/t_w \geq 4.0$ の条件を満たしているSPDは十分な強度を持ち合わせているためにウェブ部分の変形性能が保障されている。5) は本解析上、十分な強度を持つものとする。

図-1にSPDの詳細図を示す。ここで、 a はウェブの幅、 b_w はウェブの高さ (パネル高さ)、 t_w はウェブの板厚、 b_f はフランジの幅、 t_f はフランジの板厚である。本研究ではSPDの構造パラメータである、降伏強度比 α_F を0.15から0.35まで、パネル高さ b_w を0.5から1.0[m]まで変化させる (この研究におけるSPDの高さは、多層ラーメン構造を対象としているために、1層の高さの1/10～1/3の範囲内に収まるように設置することを文献6)に従って仮定している)。降伏強度比は式(1)によって定義される。

$$\alpha_F = F_{y,d} / F_{y,f} \quad (1)$$

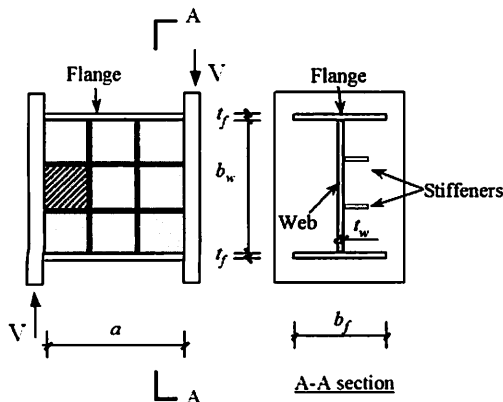


図-1 SPDの詳細図

ここで、 $F_{y,d}$ はSPDデバイスの降伏強度、 $F_{y,f}$ はフレームの降伏強度である。また、剛性比 α_K は次式で定義される。

$$\alpha_K = K_d / K_f \quad (2)$$

ここで、 K_d はSPDデバイスの初期剛性、 K_f はフレームの初期剛性である。

フレームの降伏強度 $F_{y,f}$ と初期剛性 K_f はPushover解析により事前に算出しているため、SPDデバイスの降伏強度 $F_{y,d}$ と初期剛性 K_d はそれぞれ降伏強度比 α_F と剛性比 α_K の2つのパラメータを変化させることによって算出することができる。ここでSPDデバイスの降伏強度 $F_{y,d}$ はSPDの降伏強度 $F_{y,SPD}$ と置き換えることができるため (2章2節参照)、SPDのウェブパネルの板厚 t_w は以下の式で求めることができる。

$$t_w = F_{y,SPD} / \tau_y b_w \quad (3)$$

また、SPDの剛性 K_{SPD} は以下のように定義されているため、SPDデバイスの初期剛性 K_d を用いて支持ブレースの必要最低限の剛性 K_{SB} が式(4)によって求められる。

$$K_{SB} = \frac{K_{SPD} \cdot K_d}{K_{SPD} - K_d} \quad (4)$$

$$K_{SPD} = b_w t_w G / a \quad (5)$$

支持ブレースの必要最低限の断面積 A_{SB} は次式で求めることができる。

$$A_{SB} = \frac{2K_{SB} l_{SB}^3}{EL^2} \quad (6)$$

ここで、 l_{SB} は支持ブレースの全長、 L はラーメンの支間長、 $\sigma_{y,SB}$ は支持ブレースに用いられている鋼材の降伏応力としており、 l_{SB} はパネル高さ b_w によって決定される。支持ブレースの断面積を式(6)によって求めた断面積より大きく設計し、その断面積を用いて式(6)を変形した式(7)および式(8)から支持ブレースの剛性と降伏強度を決定する。

$$K_{SB} = \frac{EL^2}{2l_{SB}^3} A_{SB} \quad (7)$$

$$F_{y,SB} = \sigma_{y,SB} A_{SB} \frac{L}{l_{SB}} \quad (8)$$

支持ブレースの全体座屈を防止するために以下の条件⁷⁾を満たす必要がある。

$$l/r \leq 120(150) \quad (9)$$

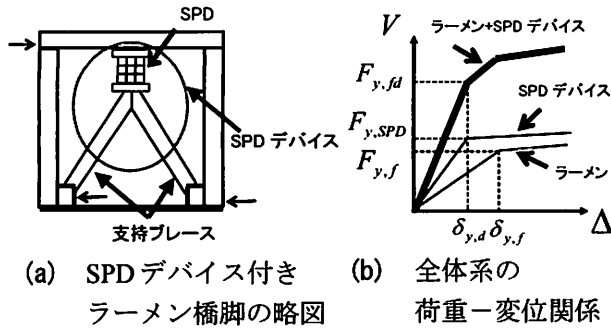


図-2 全体系の概念図

ここで、 l を有効破壊長、 r を弱軸回りの断面二次半径、()内の数字は二次部材として扱う場合の値である。また、支持ブレースの局部座屈を防止するために支持ブレースの最大応力 σ_{SB} を算出しその値が日本道路協会⁷⁾の定める許容応力以内である必要がある。しかし、支持ブレースに加わる応力は、SPDが最初に降伏するため、その降伏強度分の応力となる。このことから支持ブレースの最大応力 σ_{SB} は式(10)で表すことができる。

$$\sigma_{SB} = \frac{F_{y,SPD} l_{SB}}{A_{SB} L} \quad (10)$$

支持ブレースの最大応力 σ_{SB} が、文献⁷⁾に記述されている安全率を考慮した座屈応力 σ_{cr} 以下であるならば局部座屈を防ぐことができる。

SPDのモデル化の際に用いる鉛直ばね(2章2節参照)は弾性域内の挙動を表し、次式で与えられる。

$$K_{SPRING} = \frac{Eb_w t_w}{a} \quad (11)$$

(2) SPDのモデル化

主構造にSPDデバイスを導入した場合の略図を図-2(a)に示す。この制震デバイスはSPDと支持ブレースより成っている。支持ブレースは、SPDデバイ

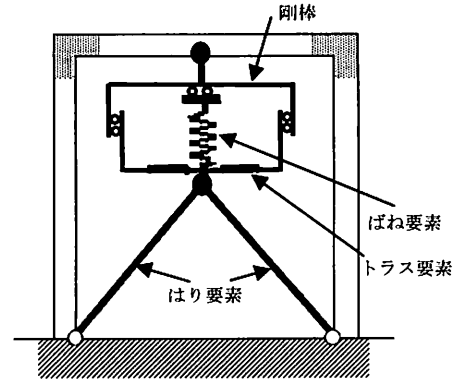
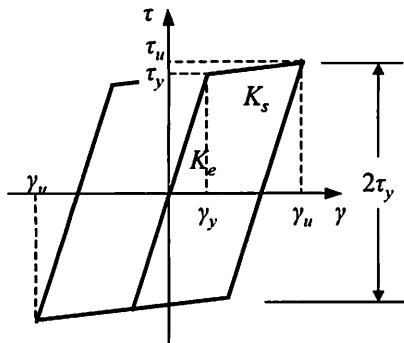


図-3 SPDのモデル化の略図

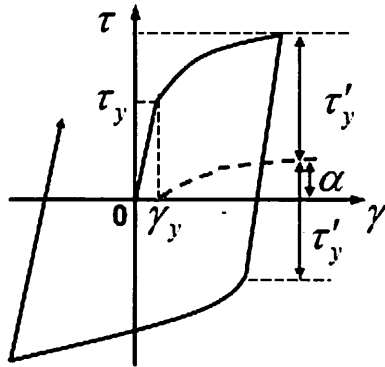
スの一部としてSPDと共に動作し、主構造に作用した力をSPDに伝達させる機能を持ち合わせている。さらに、SPDを最初に降伏させ変形性能およびエネルギー吸収性能を高めるため、支持ブレースの降伏強度はSPDの降伏強度よりも高く設計する必要がある。そのため、SPDの降伏強度をSPDデバイスの降伏強度($F_{y,d} = F_{y,SPD}$)と仮定している。図-2(b)には主構造、SPDデバイスおよびその二つを組み合わせた(太線)荷重－変位曲線の概念図を示す。太線で示したように、全体系では変位がSPDデバイスの降伏変位より小さい場合($\delta < \delta_{y,d}$)は弾性の挙動を示し、SPDデバイスの降伏変位より大きく主構造の降伏変位より小さい場合($\delta_{y,d} < \delta < \delta_{y,f}$)はSPDが降伏し、塑性変形によりエネルギーを吸収する。そして変位が主構造の降伏変位より大きくなった場合($\delta > \delta_{y,f}$)、主構造が塑性変形し、最終的に破壊に至る。図-2(c)に示すのはSPDデバイスおよび主構造の概念的な構造である。SPDと支持ブレースを直列に配置し、それら二つを組み合わせたSPDデバイスと主構造を並列としている。

本研究では、SPDのモデル化にあたり図-3に示すような2つのトラス要素と1つのばね要素を用いて簡略化し、その挙動を模擬している。2つのトラス要素は橋脚に対し横向きに設置し、水平力によるSPDのせん断力－変位関係を模擬し、トラス要素で表現できない鉛直力をばね要素によって模擬している。また、支持ブレースに関しては、汎用解析プログラムABAQUSのせん断変形を考慮しないはり要素B23を用い、主構造とピン結合している。

SPDの復元力モデルについては、その弾塑性挙動を精度よく模擬できるとして図-4(a)、(b)に示すようなバイリニア型移動硬化則および混合硬化則が提案されている⁴⁾。これらの適用範囲についてはウェブパネルのせん断幅厚比パラメータ R_w と最大せん断ひずみ γ_{max} という2つの指標によって定められており、表-1のようになっている。幅厚比パラメータを式(12)に示す。ここで、座屈係数 k_s はアスペクト比 a_s と



(a) バイリニア移動硬化則



(b) 混合硬化則

図-4 SPDの復元力モデル

表-1 それぞれの復元力モデルの適用範囲

	幅厚比パラメータ	最大せん断ひずみ
バイリニア型移動硬化則	$0.25 \leq R_w \leq 0.5$	$20\gamma_y$
混合硬化則	$0.125 \leq R_w \leq 0.3$	$70\gamma_y$

補剛材本数 n_L によって式(13)のように表すことができる。

$$R_w = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_s \pi^2 E}} \quad (12)$$

$$k_s = \begin{cases} (n_L + 1)^2 (5.35 + 4/\alpha_s^2) & \alpha_s \geq 1 \\ (n_L + 1)^2 (5.35/\alpha_s^2 + 4) & \alpha_s \leq 1 \end{cases} \quad (13)$$

本研究ではSPDの復元力モデルとして混合硬化則を用いることとする。理由として、小池氏らによって行われたSPD単体での準静的繰返し載荷試験において最大せん断ひずみを5% ($\approx 29.4\gamma_y$) としており、バイリニア型移動硬化則の適用範囲を超えていることが挙げられる。また、新たに提案された混合硬化則は小池氏らの実験結果に基づいている。

混合硬化則は図-4(b)に示されるように、移動硬化成分、等方硬化成分の2つから成っており、前者は降伏曲面における弾性域の拡大、後者は降伏曲面

表-2 SPDの設計結果

モデル	$\alpha=b_w$ (mm)	α_r	t_w (mm)	N_L	R_w	$F_{y,SPD}$ (kN)	K_{SPD} (kN/m)
0.5-0.15	500	0.15	14.85	1	0.297	1008	1176747
0.5-0.2	500	0.2	19.80	0	0.223	1343	1568997
0.5-0.25	500	0.25	24.75	0	0.178	1679	1961246
0.5-0.3	500	0.3	29.70	0	0.149	2015	2353495
0.5-0.35	500	0.35	34.66	0	0.127	2351	2745744
0.6-0.15	600	0.15	12.38	1	0.214	1008	980623
0.6-0.2	600	0.2	16.50	1	0.161	1343	1307497
0.6-0.25	600	0.25	20.63	0	0.257	1679	1634371
0.6-0.3	600	0.3	24.75	0	0.214	2015	1961246
0.6-0.35	600	0.35	28.88	0	0.184	2351	2288120
0.7-0.15	700	0.15	10.61	1	0.291	1008	840534
0.7-0.2	700	0.2	14.14	1	0.219	1343	1120712
0.7-0.25	700	0.25	17.68	1	0.175	1679	1400890
0.7-0.3	700	0.3	21.22	0	0.291	2015	1681068
0.7-0.35	700	0.35	24.75	0	0.250	2351	1961246

モデル	$\alpha=b_w$ (mm)	α_r	t_w (mm)	N_L	R_w	$F_{y,SPD}$ (kN)	K_{SPD} (kN/m)
0.8-0.15	800	0.15	9.28	2	0.254	1008	735467
0.8-0.2	800	0.2	12.38	1	0.285	1343	980623
0.8-0.25	800	0.25	15.47	1	0.228	1679	1225779
0.8-0.3	800	0.3	18.57	1	0.190	2015	1470934
0.8-0.35	800	0.35	21.66	1	0.163	2351	1716090
0.9-0.15	900	0.15	8.25	3	0.241	1008	653749
0.9-0.2	900	0.2	11.00	2	0.241	1343	871665
0.9-0.25	900	0.25	13.75	1	0.289	1679	1089581
0.9-0.3	900	0.3	16.50	1	0.241	2015	1307497
0.9-0.35	900	0.35	19.25	1	0.206	2351	1525413
1.0-0.15	1000	0.15	7.43	3	0.297	1008	588374
1.0-0.2	1000	0.2	9.90	2	0.297	1343	784498
1.0-0.25	1000	0.25	12.38	2	0.238	1679	980623
1.0-0.3	1000	0.3	14.85	1	0.297	2015	1176747
1.0-0.35	1000	0.35	17.33	1	0.255	2351	1372872

における弾性域の中心点の移動を表している。詳細は文献4)を参照されたい。

(3) 設計結果

2章1節の設計方法に従い、せん断幅厚比パラメータが許容値内となるよう補剛材本数 n_L を設定し、パネル高さ b_w を0.5から1.0[m]の6ケース、降伏耐力比 α_r を0.15から0.35の5ケース、計30ケースのSPDを設計した。その結果を表-2に示す。

3. 鋼アーチ橋の概要と解析モデル

(1) 対象アーチ橋

解析対象のアーチ橋は、日本鋼構造協会 (2003) 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、側径間 26.5m、アーチライズ 16.87m、スパンーライズ比が 1/6.76 の 2 ヒンジ上路式 RC 床版の鋼アーチ橋である。本橋は、平成 8 年 12 月に改訂された道路橋示方書 (日本道路協会, 1996) 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

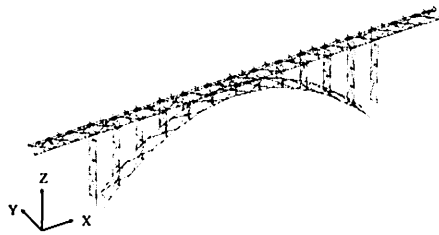


図-5 基本モデル (OM)

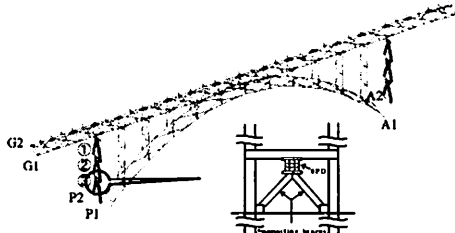


図-6 耐震性能向上モデル (UM1)

造になるよう、修正したものである。解析モデルは橋軸方向、橋軸直角方向の解析を対象とすることから、図-5に示される3次元骨組モデルを使用した。このモデルを本研究では、「基本モデル」と称する。さらに、今回使用する耐震性能向上モデルを図-6に示す。

(2) アーチ橋の解析概要

アーチ橋の各部材に用いた要素および鋼材を表-3、4に示す。このモデルでは横構、対傾構は非常に細長い構造となっている。したがって、トラス部材と見なして、構造的にも、横構は腹板の側面にガゼットを用いて溶接するため、補剛桁、アーチリブの曲げ変形を横構に伝えるには剛性が充分でないことから、トラス要素を用いる。

ここで、はり要素はABAQUSに用意されている空間はり要素B31である。この要素は、せん断変形を考慮したTimoshenkoのはり理論に基づいており、軸方向の積分点は中央部の1箇所である。トラス要素はABAQUSに用意されている3次元トラス要素T3D2である。また、鋼材の構成則は、図-7(a)に示すようなバイリニア型移動硬化則（2次勾配は $E/100$ であり、 $E=206[\text{GPa}]$ としている）、コンクリートには道路橋示方書で与えられている図-7(b)のような構成則を用いた（圧縮強度 $f_c=0.85\sigma_{ck}$ 、設計強度 $\sigma_{ck}=30[\text{MPa}]$ 、 $\epsilon_0=0.002$ である）。

4. 解析結果

(1) 一次設計結果

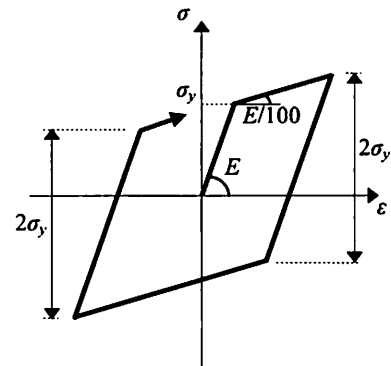
表-2に示される30ケースのSPDを、図-6の耐震性

表-3 各部材の使用要素

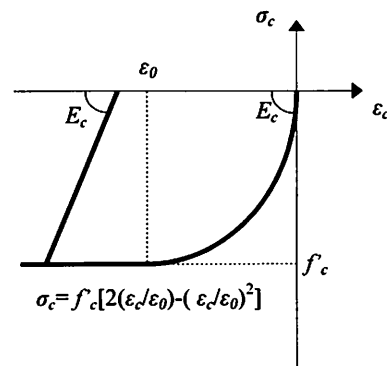
アーチリブ、補剛桁、鉛直材、床板、アーチリブ支材	はり要素
上横構、下横構、鉛直材対傾構	トラス要素

表-4 各部材の使用鋼材

アーチリブ、補剛桁、端柱、横構	SMA490W
その他の部材	SMA400W



(a) 鋼材の構成則



(b) コンクリートの構成則

図-7 部材の構成則

能向上モデルにそれぞれ配置し、レベル1地震動を用いて地震応答解析を行う。照査の基準としては、制震ダンパーを含めたアーチ橋の全部材が弾性域内に収まる部材健全度1を満足することが要求される。ここでは主に損傷が著しい端柱基部、アーチリブ基部、SPDを対象に照査を行う。一次設計結果を表-5に示す。なお、部材健全度は次のように定義されている。部材健全度1：レベル1地震動に対して、アーチ橋の全部材の有効破壊長領域での平均応答ひずみの絶対値 ϵ_{ajmax} が降伏ひずみ ϵ_y 以下である。部材健全度2：レベル2地震動に対して、アーチ橋の全部材の ϵ_{ajmax} が $2\epsilon_y$ 以下である。

表-5をみると、降伏強度比 α_F が0.15の5ケースでSPD①がせん断降伏ひずみを超えていることがわかる。これは α_F を小さく設計したことで降伏強度 $F_{y,SPD}$

表-5 一次設計結果

モデル	平均圧縮ひずみ $\varepsilon_{ajmax}/\varepsilon_y$		最大せん断ひずみ γ_{max}/γ_y			判定
	Side Pier	Arch Rib	SPD①	SPD②	SPD③	
0.5-0.15	0.46	0.30	0.99	0.88	0.93	○
0.5-0.2	0.48	0.29	0.81	0.71	0.77	○
0.5-0.25	0.47	0.29	0.65	0.56	0.59	○
0.5-0.3	0.48	0.29	0.56	0.47	0.52	○
0.5-0.35	0.46	0.28	0.47	0.39	0.42	○
0.6-0.15	0.46	0.29	1.57	0.91	0.96	×
0.6-0.2	0.46	0.29	0.81	0.69	0.74	○
0.6-0.25	0.47	0.29	0.66	0.55	0.60	○
0.6-0.3	0.46	0.28	0.54	0.46	0.49	○
0.6-0.35	0.48	0.28	0.46	0.40	0.44	○
0.7-0.15	0.45	0.29	1.94	1.04	1.09	×
0.7-0.2	0.48	0.29	0.82	0.72	0.78	○
0.7-0.25	0.46	0.29	0.65	0.55	0.59	○
0.7-0.3	0.47	0.28	0.54	0.47	0.51	○
0.7-0.35	0.46	0.28	0.46	0.40	0.43	○
0.8-0.15	0.45	0.29	1.45	0.90	0.95	×
0.8-0.2	0.45	0.29	0.81	0.69	0.73	○
0.8-0.25	0.47	0.28	0.64	0.57	0.67	○
0.8-0.3	0.45	0.28	0.54	0.46	0.49	○
0.8-0.35	0.47	0.29	0.46	0.41	0.45	○
0.9-0.15	0.44	0.29	1.67	0.88	0.95	×
0.9-0.2	0.46	0.29	0.80	0.70	0.75	○
0.9-0.25	0.46	0.29	0.65	0.55	0.59	○
0.9-0.3	0.46	0.29	0.53	0.47	0.52	○
0.9-0.35	0.48	0.29	0.46	0.42	0.46	○
1.0-0.15	0.44	0.29	1.47	0.88	0.92	×
1.0-0.2	0.46	0.28	0.80	0.70	0.76	○
1.0-0.25	0.45	0.29	0.64	0.56	0.60	○
1.0-0.3	0.47	0.29	0.54	0.48	0.53	○
1.0-0.35	0.48	0.28	0.47	0.42	0.47	○

および板厚 t_w が小さくなったことが原因と考えられる。また、唯一 α_F が0.15でSPD①が降伏しなかったモデル0.5-0.15でも、SPD①の最大せん断ひずみ γ_{max}/γ_y が0.99となっていることから、これ以上 α_F を小さくするとSPD①が降伏することが予測される。従って、一次設計において、降伏強度比 $\alpha_F \geq 0.15$ であることが必要条件であるといえる。

(2) 二次設計結果

一次設計を満たした26ケースに対して、海溝型地

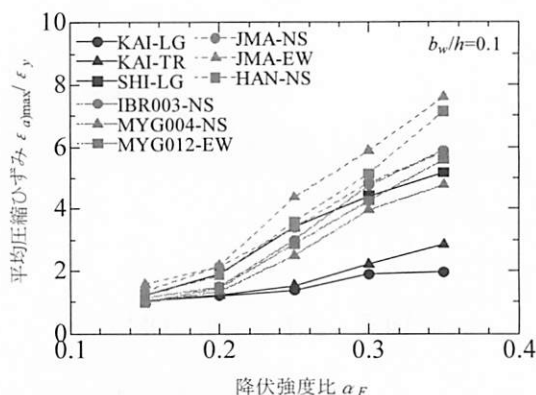


図-8 各地震波ごとの降伏強度比の違いによる平均圧縮ひずみの変動

震波3波、直下型地震波3波、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震で観測された3波、計9波のレベル2地震動を用いて地震応答解析を行う。この照査の基準は、鋼アーチ橋の全部材がある程度の弾塑性域内に収まる部材健全度2を満足することが要求される。この照査では主に損傷が著しい端柱基部を基準にして照査を行う。解析結果を表-6に示す。

表-6をみると、パネル高さにかかわらず、部材健全度2をおおむね満足したのは降伏強度比 α_F が0.2以下の7ケースであった。これは α_F が大きくなるにつれてSPDの降伏強度 $F_{y,SPD}$ が増加し、端柱が比較的剛になるためであり、結果的に α_F が大きくなるにつれて端柱基部のひずみも増加している。また、図-8に示すパネル高さ b_w が0.5[m]のケースを例にとった、 α_F の変化による端柱基部の平均圧縮ひずみの変動をみると、海溝型地震波であるKAI-LG-M、KAI-TR-Mの2波を除いた7波で、 α_F の増加に伴うひずみの増加をみてとれる。特に、 α_F が0.2を超えるとひずみの増加が顕著になり部材健全度2の許容値である $2\varepsilon_y$ を大きく超えていく。以上の結果より、二次設計にお

表-6 二次設計結果

平均圧縮ひずみ比 $\varepsilon_{ajmax}/\varepsilon_y$	KAI-LG-M	KAI-TR-M	SHI-LG-M	JMA-NS-M	JMA-EW-M	HAN-NS-M	IBR-003-NS-M	MYG-004-NS-M	MYG-012-EW-M	最終結果
モデル	Side Pier	Side Pier	Side Pier	Side Pier	Side Pier	Side Pier	Side Pier	Side Pier	Side Pier	
0.5-0.15	1.03	1.04	1.23	1.35	1.56	1.22	1.14	0.99	1.06	○
0.5-0.2	1.19	1.22	1.88	2.14	2.15	1.85	1.72	1.28	1.42	○
0.5-0.25	1.36	1.52	3.42	3.38	4.37	3.58	2.88	2.07	3.18	×
0.5-0.3	1.88	2.21	4.41	4.85	5.88	5.14	5.10	3.68	4.11	×
0.5-0.35	1.95	2.84	5.18	5.82	7.58	7.13	5.82	4.25	4.66	×
0.6-0.2	1.10	1.19	1.70	1.88	2.16	1.79	1.70	1.26	1.30	○
0.6-0.25	1.44	1.61	2.91	3.18	3.71	3.03	3.09	2.10	2.37	×
0.6-0.3	1.55	2.26	3.63	3.99	5.36	5.18	3.57	3.52	3.04	×
0.6-0.35	2.04	2.85	4.45	5.33	7.01	7.06	6.33	4.60	3.66	×
0.7-0.2	1.18	1.19	1.43	1.83	2.12	1.52	1.83	1.38	1.19	○
0.7-0.25	1.34	1.65	2.21	2.56	3.08	2.91	2.20	2.63	1.69	×
0.7-0.3	1.65	2.32	3.28	3.55	5.03	4.52	3.12	4.37	2.17	×
0.7-0.35	2.11	2.77	4.63	4.56	6.22	5.96	5.33	5.70	3.97	×
0.8-0.2	1.13	1.22	1.39	1.60	2.11	1.76	1.32	1.44	1.35	○
0.8-0.25	1.43	1.70	2.01	2.24	3.23	2.22	1.97	1.97	1.76	×
0.8-0.3	1.67	2.29	3.55	3.15	4.61	3.94	3.61	4.50	2.19	×
0.8-0.35	1.91	2.85	4.33	3.89	6.21	5.70	5.32	6.64	3.72	×
0.9-0.2	1.17	1.25	1.28	1.41	1.82	1.41	1.25	1.82	1.34	○
0.9-0.25	1.31	1.75	1.90	1.95	2.96	2.29	1.73	3.23	1.53	×
0.9-0.3	1.48	2.36	3.21	2.68	4.19	3.90	3.03	4.95	2.18	×
0.9-0.35	1.69	2.91	3.91	3.51	5.17	5.13	5.93	5.68	2.76	×
1.0-0.2	1.07	1.28	1.23	1.29	1.92	1.32	1.15	1.34	1.35	○
1.0-0.25	1.30	1.83	1.88	1.85	2.78	2.59	1.82	3.25	1.33	×
1.0-0.3	1.47	2.43	2.82	2.20	3.40	4.01	3.26	3.57	1.96	×
1.0-0.35	1.64	2.88	4.73	2.93	6.54	5.54	6.27	4.35	2.88	×

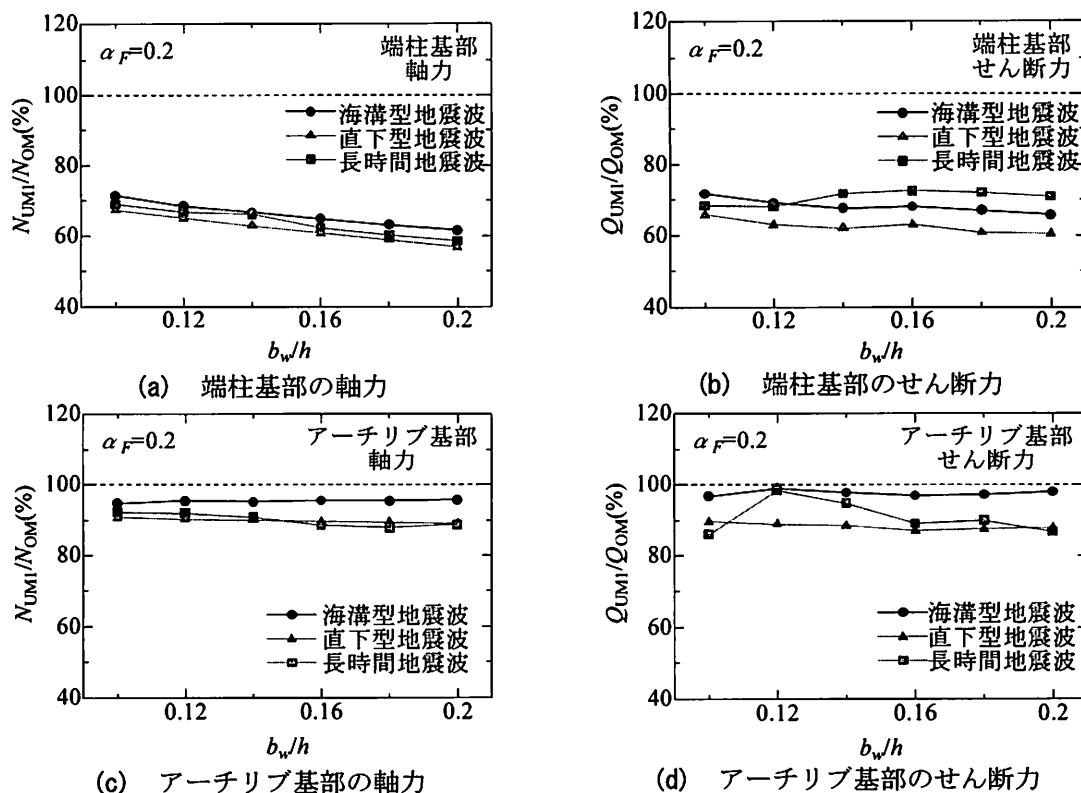


図-9 各地震波の種類ごとのパネル高さの違いによる支点反力の最大値の変動

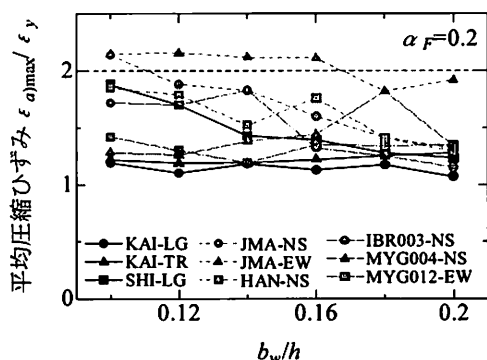


図-10 各地震波ごとのパネル高さの違いによる平均圧縮ひずみの変動

いて、降伏強度比 $\alpha_F \leq 0.2$ であることが必要条件であるといえる。

次に、地震波の種類毎（海溝型、直下型、長時間）の各種支点反力の最大値を図-9に示す。ここで、縦軸に耐震性能向上モデルの反力（UMIはUpgrading Model 1の略称であり、 N は軸力、 Q はせん断力を示す）を基本モデル（OMはOriginal Modelの略称である）の反力で除した値を、横軸にパネル高さ b_w を一層のフレームの高さ h （ $=5[m]$ ）で除した値を用い、 $\alpha_F=0.2$ とする。全体的な傾向として、SPDを設置している端柱基部における支点反力は軸力（図-9(a)）、せん断力（図-9(b)）共に30～50%程度、応答値が低減する。また、アーチリブにはSPDを設置していないものの、アーチリブ基部にお

ける支点反力は軸力（図-9(c)）、せん断力（図-9(d)）共に10～20%程度、応答値が低減する地震波が見られた。また、 b_w の変化による影響をみてみると、端柱基部におけるせん断力、アーチリブ基部における軸力、せん断力では大きな変動はみられなかった。しかし、端柱基部における軸力では、 b_w が大きくなるにつれて軸力が減少していく結果となった。これは、図-10に示す最大圧縮ひずみとパネル高さの関係より、パネル高さが小さくなるにつれて最大圧縮ひずみが増加していることに起因すると考えられる。長時間地震動に関しては、上記のとおりではなく、パネル高さの変化と反力の変動に大きなばらつきが見られた。特にMYG-004-NSに関してはパネル高さ b_w が大きくなるに従って、端柱基部の軸力の応答値は徐々に低減していくものの、せん断力の応答値は急激に増加している。従って、このような地震動にも対応するためには、平均圧縮ひずみが許容値を超えない程度にパネル高さを小さく設計する必要がある。

図-11に地震波の種類ごとの、各パネル高さでのSPDの最大せん断ひずみを示す。海溝型地震波や直下型地震波では端柱の一番高い位置に設置したSPD①が他のSPDに比べて大きく変形している。それに対し、長時間地震波ではSPD①の変形量がSPD②、SPD③に比べて小さい。また、全てのSPDで直下型地震動を入力した場合の最大せん断ひずみが最も大

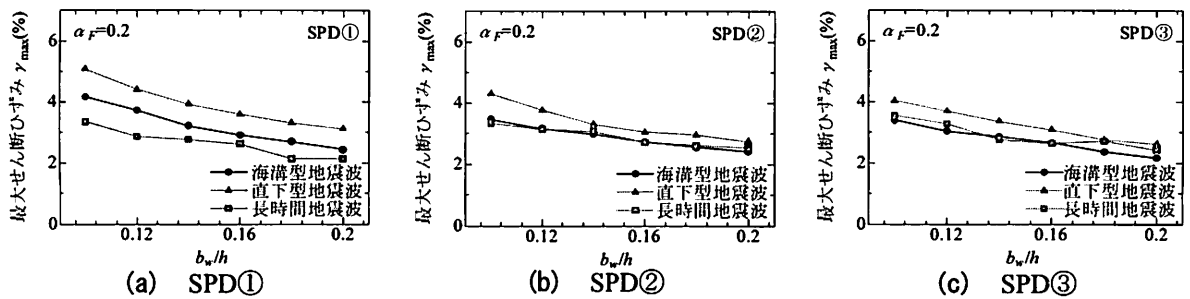


図-11 各地震波の種類ごとのパネル高さの違いによる SPD の最大せん断ひずみの変動

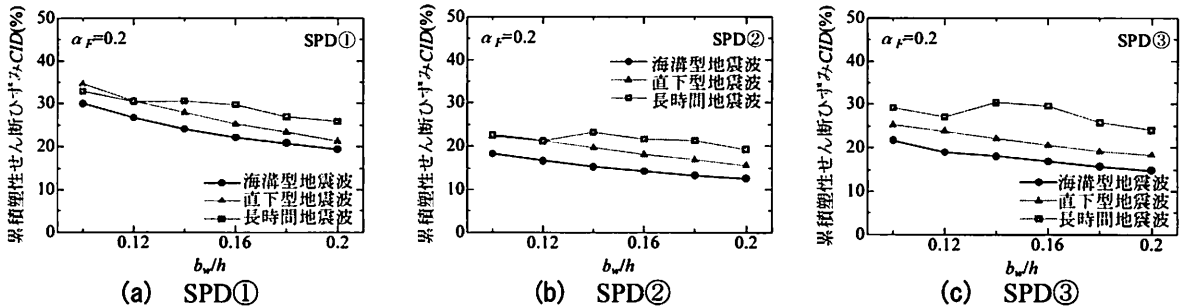


図-12 各地震波の種類ごとのパネル高さの違いによる SPD の累積塑性せん断ひずみの変動

きくなるという結果となった。全体を通して、パネル高さの減少に伴って最大せん断ひずみが大きくなっていることから、パネル高さをアーチ橋端柱のフレーム高さの1/10程度に小さく設計することで変形量を大きくすることができるといえる。

図-12に地震波の種類ごとの、各パネル高さでの SPD の累積塑性せん断ひずみ (CID) を示す。ここに示すほとんどのケースで、最大せん断ひずみと同様に、端柱の一番高い位置に設置した SPD①の値が他の2つの SPD に比べて最も大きくなった。また、パネル高さが小さくなるにつれて累積塑性せん断ひずみが大きくなる傾向がみられ、エネルギー吸収能が向上する結果となった。

5. 結言

本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 上路式鋼アーチ橋の端柱基部におけるラーメン内に SPD デバイスを設置する場合、SPD の降伏強度比 α_F の範囲を一次設計において $\alpha_F \geq 0.15$ 、二次設計において $\alpha_F \leq 0.2$ に設定すると設計基準を満足しやすくなるため、全ての設計基準を満たすには SPD の降伏強度比 α_F を $0.15 \leq \alpha_F \leq 0.2$ ($10[\text{mm}] \leq t \leq 20[\text{mm}]$) の範囲に設定することが必要条件であるといえる。
- 2) パネル高さ b_w をアーチ橋端柱のフレーム高さの1/10程度に小さく設定することで、端柱に設置している全ての SPD の最大せん断ひずみ、累積塑性せん断ひずみ (CID) の値が増加し、高機

能 SPD が持ち合わせている金属の繰り返し塑性変形を用いた履歴型制震ダンパーとしての性能をより効果的に向上させることができる。また、断面積が小さいため製作コストを比較的安価にすることができる。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，丸善，p.47，pp.129-143，2008。
- 2) 小池洋平，谷中聡久，宇佐美勉，葛 漢彬，尾下里治，佐合大，鶴野禎史：高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.54A，pp.372-381，2008。
- 3) 宇佐美勉編著，日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂，p.39，p.42，pp.232-243，2006。
- 4) 葛 漢彬，金子恵介，宇佐美勉：高機能補剛せん断パネルダンパーの繰り返し弾塑性挙動と復元力モデルに関する研究，構造工学論文集，Vol.56A，pp.522-532，2010。
- 5) 陳 溪，葛 漢彬：せん断パネルダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの要求性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.514-527，2011。
- 6) 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，1998。
- 7) 日本道路協会：道路示方書・同解説，I 共通編 II 鋼橋編，pp.116-120，pp.144-150，2002。